

**FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL**

**VINÍCIUS KLIER DA SILVA OLIVEIRA
MATRÍCULA: 21016176**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO
HÉLICE CONTÍNUA EM ARGILA POROSA: ESTUDO DE
CASO**

Brasília
2014

VINÍCIUS KLIER DA SILVA OLIVEIRA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO
HÉLICE CONTÍNUA EM ARGILA POROSA: ESTUDO DE
CASO**

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a conclusão
do curso de Engenharia Civil do UniCEUB
- Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng.^a Civil Neusa Maria
Bezerra Mota, D.Sc.

**Brasília
2014**

VINÍCIUS KLIER DA SILVA OLIVEIRA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS TIPO HÉLICE
CONTÍNUA EM ARGILA POROSA: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a
conclusão do curso de Engenharia
Civil do UniCEUB - Centro
Universitário de Brasília

Orientador: Eng.^a Civil Neusa Maria
Bezerra Mota, D.Sc.

Brasília, 02 de Dezembro de 2014.

Banca Examinadora

Eng.^a. Civil: Neusa Maria Bezerra Mota, D.Sc.
Orientadora

Eng. Civil: Jocinez Nogueira Lima, M.Sc.
Examinador Interno

Eng. Civil: Humberto Flecha, Eng.
Examinador Externo

Agradecimentos

À minha família em primeiro lugar, por sempre me apoiarem, não importando a situação;

Ao professor Jairo, não só pela ajuda e comprometimento, mas por sempre tratar os alunos como iguais;

À professora, e orientadora, Neusa Mota pela paciência, ajuda e compreensão;

Aos meus amigos Marco Antônio, Pedro Henrique, Pedro Espíndola e Rafael Carrijo, por esses cinco anos de muita força e amizade, sem vocês essa batalha já teria sido perdida;

À minha companheira Gabriela Ribeiro, pelos momentos de companheirismo, amor e paciência nessa jornada;

À empresa EMBRE engenharia, por fazer parte da minha formação profissional;

A todos os professores que fizeram parte da minha formação acadêmica;

Aos colegas de turma, pelos bons momentos compartilhados em sala de aula;

Aos meus pais, Homero e Gisele, que sempre fizeram as escolhas certas para mim;

As meus amigos Hugo Molina, Diogo Reis, Mauro Tagliatte, Lucas Toledo, Vitor Hugo, Gabriel Ribeiro e Igor D'luca por mostrarem a verdadeira amizade.

A todos, que de alguma forma contribuíram para esta pesquisa, muito obrigado;

Ao meu maior ídolo, que além de irmão, sempre foi um pai. Agradeço todas brigas, discursões, conversas e risadas que demos, pois sem isso não seria metade da pessoa que sou hoje. Você sempre foi e sempre será meu maior orgulho, obrigado por fazer parte desta caminha, meu amado irmão Rafael!

“O preço que se paga para conseguir o que se quer, é conseguir o que se queria”.

(Neil Gaiman)

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de fundações profundas do tipo estaca escavada tipo hélice contínua monitorada de grande diâmetro, 0,70 e 0,80 m, em solo formado inteiramente por argila poroso com presença de lençol freático. Para alcançar tais objetivos, foi feita uma análise utilizando as provas de carga no local, executadas *a priori*, sondagens existentes disponíveis na fase de elaboração de projeto, métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga e os métodos de extrapolação de carga. Concluiu-se que para uma deformação média de 15mm para todas as estacas o método de extrapolação de carga mais condizente para estacas de diâmetro de 0,70m foi o método de Décourt (1996), enquanto para estacas com diâmetro de 0,80m o método mais condizente foi o método Van der Veen (1953).

Palavras chaves: fundação, capacidade de carga, prova de carga.

ABSTRACT

This work aims to analyze the behavior of deep foundations of the kind stake excavated continuous helix monitored large diameter, 0.70 and 0.80 m of soil entirely formed by porous clay with presence of groundwater. To achieve these objectives, an analysis was made using the load tests on site, performed a priori existing surveys available in project preparation , semi- empirical methods of load capacity calculation and load extrapolation methods . It was found that at an average deformation for all stakes 15mm more consistent load extrapolation to 0.70m diameter cuttings was Décourt method (1996), while for pile with a diameter of 0.80m method more consistent was the method Van der Veen (1953) .

Key words: foundation, load capacity, load test.

SUMÁRIO

RESUMO	6
1. INTRODUÇÃO	22
2. OBJETIVO	23
2.1 Objetivo Geral	23
2.2 Objetivos Específicos	23
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
3.1 Fundações	24
3.1.1 Fundações profundas	24
3.1.1 Estaca tipo hélice contínua	25
3.1.2 Capacidade de carga de fundações profundas.....	29
3.1.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975).....	31
3.1.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978).....	34
3.1.2.3 Método de Alonso (1996).....	38
3.1.2.4 Método de Antunes & Cabral (1996).....	40
3.1.3 Capacidade de carga estrutural	41
3.1.4 Prova de carga estática.....	44
3.1.4.1 Quantidade de provas de carga.....	45
3.1.4.2 Interpretação da prova de carga.....	46
3.1.5 Métodos de estimativa de carga ultima em prova de cargas de estacas.....	47
3.1.5.1 Método de Van der Veen (1953)	48
3.1.5.2 Método da rigidez (1996)	49
3.1.5.3 Método da ABNT NBR 6122 (2010).....	50
3.1.5.4 Método da Mazurkiewicz (1972)	52
4 ESTUDO DE CASO: EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL	54
4.1 Descrição Técnica do Empreendimento Estudado	54
4.2 Descrição do Projeto de Fundação.....	54
4.3 Perfil geotécnico	55

4.4	Previsão de capacidade de carga do projeto de fundações	56
4.5	Prova de carga executadas	56
5	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	58
5.1	Estaca PCA – Junta A.....	58
5.1.1	Resultados da prova de carga estática.....	59
5.1.2	Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque.....	61
5.1.2.1	Método de Van der Veen (1953)	61
5.1.2.2	Método da ABNT NBR 6122 (2010).....	62
5.1.2.3	Método de Mazurkiewicz (1972).....	63
5.1.2.4	Método de Rigidez (1996)	64
5.1.2.5	Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação.....	66
5.1.3	Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empiricos	66
5.2	Estaca PCB2 – Juntas B e C	68
5.2.1	Resultados da prova de carga estática.....	69
5.2.2	Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque.....	71
5.2.2.1	Método de Van der Veen (1953)	71
5.2.2.2	Método da ABNT NBR 6122 (2010).....	72
5.2.2.3	Método de Mazurkiewicz (1972).....	73
5.2.2.4	Método da rigidez (1996).....	74
5.2.2.5	Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação.....	76
5.2.3	Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empiricos	76
5.3	Estaca PCB1 – Juntas A e B	77
5.3.1	Resultados da prova de carga estática.....	79
5.3.2	Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque.....	81
5.3.2.1	Método de Van der Veen (1953)	81
5.3.2.2	Método da ABNT NBR 6122 (2010).....	82
5.3.2.3	Método de Mazurkiewicz (1972).....	83
5.3.2.4	Método da rigidez (1996).....	83

5.3.2.5	Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação.....	85
5.3.3	Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos	85
5.4	Estaca PCC – Junta C.....	86
5.4.1	Prova de carga estática.....	87
5.4.2	Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque.....	89
5.4.2.1	Método de Van der Veen (1953)	89
5.4.2.2	Método da ABNT NBR 6122 (2010).....	90
5.4.2.3	Método de Mazurkiewicz (1972).....	91
5.4.2.4	Método da rigidez (1996).....	92
5.4.2.5	Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação.....	94
5.4.3	Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos	94
5.5	Estaca PCAB – Juntas A e B.....	95
5.5.1	Resultados da prova de carga estática.....	96
5.5.2	Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque.....	98
5.5.2.1	Método de Van der Veen (1953)	98
5.5.2.2	Método da ABNT NBR 6122 (2010).....	99
5.5.2.3	Método de Mazurkiewicz (1972).....	100
5.5.2.4	Método da rigidez (1996).....	101
5.5.2.5	Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação.....	103
5.5.3	Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos	103
6	ANÁLISE DE RESULTADOS	104
6.1	Estaca PCA	105
6.2	Estaca PCB2	107
6.3	Estaca PCB1	109
6.4	Estaca PCC	111
6.5	Estaca PCAB.....	113
6.6	Análises conclusivas das estacas com diâmetros de 0,7 e 0,8 metros	114
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	117

7.1 Sugestão para pesquisas futuras.....	118
8 REFERÊNCIAS.....	119
9 ANEXOS	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 – Máquinas de hélice contínua.....	26
Figura 3.2 – Sequência executiva da estaca hélice contínua.....	28
Figura 3.3 – Alternativas de curva carga x recalque em prova de carga.....	47
Figura 3.4 - Estimativa de carga, método de Van der Veen.....	58
Figura 3.5 – Carga de ruptura da estrutura de fundação profunda.....	52
Figura 3.6 – Demonstração do método de Mazurkiewicz.....	53
Figura 4.1 – Posicionamento das provas de carga e sondagens.....	46
Figura 5.1 – Posicionamento da provas de carga PCA.....	59
Figura 5.2 – Curva carga x recalque (estaca PCA).....	60
Figura 5.3 – Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCA).....	61
Figura 5.4 - Método de Van der Veen (estaca PCA).....	62
Figura 5.5 - Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCA).....	63
Figura 5.6 – Método de Mazurkiewicz (estaca PCA).....	64
Figura 5.7 – Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCA).....	65
Figura 5.8 – Gráfico da rigidez (estaca PCA).....	65
Figura 5.9 – Posicionamento da provas de carga PCB2.....	69
Figura 5.10 - Curva carga x recalque (estaca PCB2).....	70
Figura 5.11 – Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCB2).....	71
Figura 5.12 – Método de Van der Veen (estaca PCB2).....	72
Figura 5.13 – Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCB2).....	73
Figura 5.14 – Método de Mazurkiewicz (estaca PCB2).....	74
Figura 5.15 – Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCB2).....	75
Figura 5.16 – Gráfico da rigidez (estaca PCB2).....	75
Figura 5.17 – Posicionamento da prova de carga PCB1.....	78
Figura 5.18 – Curva carga x recalque (estaca PCB1).....	80

Figura 5.19 – Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCB1).....	80
Figura 5.20 – Método de Van der Veen (estaca PCB1).....	81
Figura 5.21 – Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCB1).....	82
Figura 5.22 – Método de Mazurkiewicz (estaca PCB1).....	83
Figura 5.23 – Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCB1)..	84
Figura 5.24 – Gráfico da rigidez (estaca PCB1).....	84
Figura 5.25 – Posicionamento da prova de carga PCC.....	87
Figura 5.26 – Curva carga x recalque (estaca PCC).....	88
Figura 5.27 – Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCC).....	89
Figura 5.28 – Método de Van der Veen (estaca PCC).....	90
Figura 5.29 – Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCC).....	91
Figura 5.30 – Método de Mazurkiewicz (estaca PCC).....	92
Figura 5.31 – Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCC)....	93
Figura 5.32 – Gráfico da rigidez (estaca PCC).....	93
Figura 5.33 – Posicionamento da prova de carga PCAB.....	96
Figura 5.34 – Curva carga x recalque (estaca PCAB).....	97
Figura 5.35 – Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCAB).....	98
Figura 5.36 – Método de Van der Veen (estaca PCAB).....	99
Figura 5.37 – Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCAB).....	100
Figura 5.38 – Método de Mazurkiewicz (estaca PCAB).....	101
Figura 5.39 – Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCAB)	102
Figura 5.40 – Gráfico da rigidez (estaca PCAB).....	102
Figura 6.1 – Todos os resultados obtidos para estacas PCA.....	105
Figura 6.2 – Todos os resultados obtidos para estacas PCB2.....	107
Figura 6.3 – Todos os resultados obtidos para estacas PCB1.....	109
Figura 6.4 – Todos os resultados obtidos para estacas PCC.....	111
Figura 6.5 – Todos os resultados obtidos para estacas PCAB.....	113

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 3.1 – Cálculo da capacidade de carga ultima.....	30
Equação 3.2 – Cálculo da carga ultima suportada pelo atrito lateral.....	30
Equação 3.3 – Cálculo da carga ultima suportada pela ponta da estaca.....	30
Equação 3.4 – Cálculo otimizado da capacidade de carga ultima.....	31
Equação 3.5 – Determinação da tensão limite de cisalhamento para Aoki & Velloso.....	31
Equação 3.6 – Determinação da tensão limite de ponta para Aoki & Velloso.....	31
Equação 3.7 – Cálculo da resistência média da ponta do ensaio de CPT através do ensaio de sondagem SPT.....	32
Equação 3.8 – Determinação da capacidade de carga ultima segundo Aoki e Velloso (1995).....	33
Equação 3.9 – Determinação da capacidade de carga admissível segundo Aoki e Velloso (1995).....	39
Equação 3.10 – Determinação da tensão limite de cisalhamento para Décourt & Quaresma (1978).....	39
Equação 3.11 – Determinação da tensão limite de ponta para Décourt & Quaresma (1978) em toneladas.....	35
Equação 3.12 – Determinação da tensão limite de ponta para Décourt & Quaresma (1978) em quilo Newtons.....	35
Equação 3.13 – Cálculo da capacidade de carga ultima para Décourt & Quaresma (1978).....	35
Equação 3.14 – Cálculo da capacidade de carga ultima para Décourt & Quaresma (1978) utilizando os fatores α_1 e β_1	37
Equação 3.15 – Cálculo da capacidade de carga admissível para Décourt & Quaresma (1978) utilizando os fatores α_1 e β_1 com fator de segurança 1,3 para a carga de ponta e 4 para atrito lateral.....	38
Equação 3.16 – Cálculo da capacidade de carga admissível para Décourt & Quaresma (1978) utilizando os fatores α_1 e β_1 com fator de segurança global de dois.....	38
Equação 3.17 – Determinação da capacidade de carga ultima para o atrito lateral segundo Alonso(1996).....	38
Equação 3.18 – Determinação da capacidade de carga ultima para a ponta segundo Alonso(1996).....	38

Equação 3.19 – Adesão calculada para o método de Alonso (1996).....	38
Equação 3.20 – Determinação do torque máximo através do ensaio de sondagem SPT para Alonso (1996).....	39
Equação 3.21 – Determinação do torque mínimo através do ensaio de sondagem SPT para Alonso (1996).....	39
Equação 3.22 – Cálculo da capacidade de carga admissível para Alonso (1996) com fator de segurança global de dois.....	39
Equação 3.23 – Determinação da tensão limite de cisalhamento para Antunes & Cabral (1996).....	40
Equação 3.24 – Determinação da tensão limite de ponta para Antunes & Cabral (1996)....	40
Equação 3.25 – Cálculo da capacidade de carga ultima segundo Antunes & Cabral (1996).....	40
Equação 3.26 – Cálculo da capacidade de carga admissível segundo Antunes & Cabral (1996) com fator de segurança global de dois.....	41
Equação 3.27 – Cálculo da capacidade de carga admissível segundo Antunes & Cabral (1996) considerando apenas 20% da capacidade de carga da ponta.....	41
Equação 3.28 – Determinação da capacidade de carga estrutural para fundações profundas.....	42
Equação 3.29 – Determinação da capacidade de carga estrutural para fundações profundas simplificada.....	43
Equação 3.30 – Determinação da capacidade de carga ultima para o método de extrapolação de carga de Van der Veen.....	48
Equação 3.31 – Determinação o ângulo da reta do método de extrapolação de carga de Van der Veen.....	48
Equação 3.32 – Cálculo da rigidez da estaca, método da rigidez, Décourt (1996).....	49
Equação 3.33 – Demonstração da capacidade de carga ultima para o método da rigidez...	49
Equação 3.34 – Cálculo da ruptura convencional.....	49
Equação 3.35 – Determinação da variação linear do método da rigidez.....	50
Equação 3.36 – Cálculo da capacidade de carga ultima para o método da rigidez.....	50
Equação 3.37 – Cálculo da deformação ultima segundo a ABNT NBR 6122 (2010).....	51
Equação 3.38 – Determinação da equação linear auxiliar para o método de Mazurkiewicz.....	53

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores dos coeficientes F1 e F2 para os tipos de estaca.....	32
Tabela 3.2 – Valores dos coeficientes k e α	33
Tabela 3.3 – Valores do coeficiente k1	35
Tabela 3.4 – Valores do coeficiente α_1 de acordo com o solo e o tipo da estaca.....	36
Tabela 3.5 – Valores do coeficiente β_1 de acordo com o solo e o tipo de estaca.....	36
Tabela 3.6 – Tabela comparativa entre o método original e a adaptação.....	37
Tabela 3.7 – Tabela dos valores de β_2 para cada tipo de solo.....	39
Tabela 3.8 – Valores de β_3 e β_4 para cada tipo de solo.....	40
Tabela 3.9 – Valores dos coeficientes γ_f , γ_c , γ_s e fck máximo de projeto.....	42
Tabela 3.10 – Carga de trabalho dos diferentes tipos de estaca.....	43
Tabela 3.11 – Quantidade de provas de carga.....	52
Tabela 4.1 – Capacidade de carga das estacas do projeto de fundação das juntas A, B e C.....	57
Tabela 5.1 – Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCA com FS = 2.....	66
Tabela 5.2 – Tabela de valores para Décourt & Quaresma (1978).....	67
Tabela 5.3 – Tabela de valores para Alonso (1996).....	67
Tabela 5.4 – Tabela de valores para Antunes & Cabral (1996).....	67
Tabela 5.5 – Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empiricos e capacidade de carga estrutural para a estaca PCA.....	68
Tabela 5.6 – Média de todos as capacidades de carga, estaca PCA.....	68
Tabela 5.7 – Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCB2 com FS = 2.....	76
Tabela 5.8 –Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empiricos e capacidade de carga estrutural para a estaca, estaca PCB2 e PCC.....	77 / 95
Tabela 5.9 – Média de todos as capacidades de carga, estaca PCB2 e PCC.....	77 / 95
Tabela 5.10 – Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCB1 com FS = 2.....	85

Tabela 5.11 – Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empiricos e capacidade de carga estrutural para a estaca PCB1.....	86
Tabela 5.12 – Média de todas as capacidades de carga, estaca PCB1.....	86
Tabela 5.13 – Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCC com FS = 2.....	94
Tabela 5.14 – Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCAB com FS = 2.....	103
Tabela 5.15 – Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empiricos e capacidade de carga estrutural para a estaca PCAB.....	104
Tabela 5.16 – Média de todas as capacidades de carga, estaca PCAB.....	104
Tabela 6.1 – Dados referentes a estaca PCA.....	106
Tabela 6.2 – Dados relevantes a estaca PCA.....	107
Tabela 6.3 – Dados referentes a estaca PCB2.....	108
Tabela 6.4 – Dados relevantes a estaca PCB2.....	109
Tabela 6.5 – Dados referentes a estaca PCB1.....	110
Tabela 6.6 – Dados relevantes a estaca PCB1.....	111
Tabela 6.7 – Dados referentes a estaca PCC.....	112
Tabela 6.8 – Dados relevantes a estaca PCC.....	113
Tabela 6.9 – Dados referentes a estaca PCAB.....	114
Tabela 6.10 – Compilação dos métodos de extrapolação.....	115
Tabela 6.11 – Compilação dos métodos semi-empiricos.....	115
Tabela 6.12 – Cálculo da resistência característica para as estacas de diâmetro de 0,70 m.....	116
Tabela 6.13 – Cálculo da resistência característica para as estacas de diâmetro de 0,80 m.....	116

ÍNDICE DE SIMBOLOS

kN.....	Kilo Newtons
tf.....	Toneladas força
Q _{últ}	Capacidade de carga última da estaca
Q _s	Carga máxima suportada pelo atrito lateral
q _s	Tensão limite do cisalhamento
A _s	Área lateral da estaca
Q _p	Carga máxima suportada pela ponta
q _p	Tensão limite de ponta
A _p	Área da ponta da estaca
α.....	Fator de correlação do tipo de solo para Aoki & Velloso (1975)
q _c	Resultado médio da resistência da ponta do cone no ensaio de CPT
F ₁	Fator de correlação do tipo de estaca para Aoki & Velloso (1975)
F ₂	Fator de correlação do tipo de estaca para Aoki & Velloso (1975)
k.....	Fator de correlação do tipo de solo para Aoki & Velloso (1975)
N ₁	SPT dos últimos 30 centímetros
Q _{adm}	Capacidade de carga admissível
K ₁	Fator de correlação do tipo de solo para Décourt & Quaresma (1978)
N ₂	Média dos SPTs ao na sondagem
α ₁	Fator de correlação do tipo de estaca e tipo de solo para Décourt & Quaresma (1978)
β ₁	Fator de correlação do tipo de estaca e tipo de solo para Décourt & Quaresma (1978)
r _p	Carga máxima de ponta

r_l	Carga máxima de atrito lateral
f_s	Adesão para Alonso (1996)
β_2	Fator de ajuste para o tipo de solo para Alonso (1996)
$T_{\min}^{(1)}$	Média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 8D para Alonso (1996)
$T_{\min}^{(2)}$	Média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 3D para Alonso (1996)
T_{\max}	Torque máximo para o ensaio de SPTT
h	Penetração total do amostrador no ensaio de SPT
β_3	Fator de correlação do tipo de solo para Antunes & Cabral (1996)
β_4	Fator de correlação do tipo de solo para Antunes & Cabral (1996)
P_k	Capacidade estrutural última da estaca
γ_f	Fator de correlação para o cálculo da capacidade de carga estrutural conforme ABNT NBR 6122 (2010)
γ_c	Fator de correlação para o cálculo da capacidade de carga estrutural conforme ABNT NBR 6122 (2010)
γ_s	Fator de correlação para o cálculo da capacidade de carga estrutural conforme ABNT NBR 6122 (2010)
σ	Tensão do concreto para o tipo de estaca
P	Carga aplicada na fundação
ρ	Recalque correspondente a carga aplicada
$P_{\text{últ}}$	Capacidade de carga última da fundação
α_2	Reta atribuída a valores para o método de Van der Veen
RIG	Rigidez da estaca
r	Recalque a carga aplicada para o método da rigidez
α_3	Fator obtido através da regressão linear da rigidez

- β_5 Fator obtido através da regressão linear da rigidez
- rRecalque a carga aplicada para o método da rigidez
- P_1Carga de ruptura convencional para a ABNT NBR 6122 (2010)
- LComprimento da estaca ou tubulão ensaiado
- EModulo de elasticidade do material
- DDiâmetro do circulo inscrito à estaca
- ΔrRecalque de ruptura convencional
- k_2 Valores de recalque igualmente espaçados para o método de Mazurkiewicz
- Q_{k2}Carga que produz o recalque k_2
- ΔQ Variação de carga
- \emptysetDiâmetro da estaca

ÍNDICE DE ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
CPT.....	Cone penetration test
SPT	Standard penetration test
SPTT	Standard penetration test torque

1. INTRODUÇÃO

Atualmente um dos principais desafios da engenharia geotécnica é a previsão de capacidade de carga de um elemento de fundação bem executado. A utilização de novos métodos e novas técnicas desenvolvidas através da retro análise de prova de carga vem cada dias se desenvolvendo, criando assim equações cada vez mais elaboradas e pertinentes com a realidade.

Utilizar resultados de ensaios de campo já implantados no Brasil para correlaciona-los com os métodos semi-empiricos de cálculo existentes e as novas metodologias, afim de criar uma propostas de correção dos métodos, ocasionará a encontrar uma alternativa mais econômica e tecnicamente aceitável para projetos de fundações profundas, uma vez que esta correlação possibilite uma expressão mais correta do comportamento da fundação.

O Distrito Federal (DF) ocupa hoje uma área de 5802 km², em que sua maioria predomina-se uma argila poroso como solo.

Segundo Faria (1995) os solos do Distrito Federal, são solos tropicas de cor avermelhada e ricos em alumínio e ferro, surgiram através da evolução de metarritmitos, metassiltitos, quartzitos, ardósias e filitos, o solo assim gerado é predominantemente acido.

Castro & Souza (2014) relatam em seu artigo que o clima do Distrito Federal é quente e semiúmido, com estações bem definidas, uma de seca, que está atrelada com o inverno da região, e outra de chuva que é vinculada ao verão. Os autores ainda indicam que os índices pluviométricos da região variam entre 1500mm e 1700mm e que em a grande maioria do solo é coberto por latossolo e laterita.

Das cidades satélites que se localizam perto do Distrito Federal, Taguatinga vem crescendo como um foco da construção civil. Devido as condições, quase intrínsecas, do terreno na região, que é ser formado por uma argila porosa com presença de lençol freático, e, com o passar dos anos, o aumento do número de pavimentos das obras é cada vez mais necessários a utilização de fundações profundas e como prever seu comportamento.

2. OBJETIVO

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo analisar um projeto de fundação com base nas metodologias de capacidade de carga de estacas tipo hélice contínua, implantadas na argila porosa com presença de lençol freático. A análise se baseia nos três furos de sondagens preliminares e disponíveis para elaboração do projeto, e nos resultados de provas de carga estáticas, executadas *a priori*, buscando-se obter os coeficientes de variação dos referidos métodos de previsão de capacidade de carga.

2.2 Objetivos Específicos

- Analisar o comportamento da estaca tipo hélice contínua monitorada, com diâmetros de 0,60 m; 0,70 m e 0,80 m, implantada em argila porosa com presença de lençol freático;
- Analisar os métodos de extrapolação para provas de carga estáticas mais adequados, em se tratando de estacas com diâmetro de 0,70 m e 0.8 m;
- Buscar dentre os métodos semi-empíricos, de capacidade de carga, mais usados na região, os que melhor se aplicam as estacas com diâmetros de 0,70 m e 0,80 m, quando instaladas em argila poroso e com presença de lençol freático;
- Comparar todos os resultados da amostragem, afim de alcançar um padrão comum para esta tipologia de estaca e solo, baseado em coeficiente de variação.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Fundações

Em que pese inexistir um conceito doutrinário clássico para fundação, é possível afirmar que as fundações são estruturas de madeira, concreto, aço ou mista com finalidade de transmitir cargas verticais, cargas horizontais e momentos para o solo, tendo por função receber tais cargas. Levando em consideração que os solos são agentes mutáveis de acordo com cada localidade, devido forma que foram gerados e suas composições químicas, é possível afirmar que as resistências das fundações serão, também, variáveis de acordo com o local onde serão executadas.

Segundo Velloso *et al.* (1998) todas as fundações são separadas em dois grandes grupos distintos, o primeiro denominado de fundações superficiais e o segundo de fundações profundas.

Neste trabalho será estudada um único tipo de fundação profunda, tipo estaca escavada de concreto, moldada “*in locu*” em função da tipologia solo, que apresentasse com baixa capacidade de carga nos primeiros metros e com esforços estruturais elevados (forças verticais e momentos em duas direções), que conduz a necessidade de implantação de elementos estruturais de fundação profunda, tipo estaca hélice contínua monitorada.

3.1.1 Fundações profundas

A ABNT NBR 6122 (2010) especifica que fundações profundas são elementos que transferem a carga da estrutura para o solo, por meio da soma de duas parcelas contribuintes, quais sejam: a parcela de ponta e a resistência lateral.

É sabido que todo tipo de estaca é separa em duas partes: fuste e ponta; fuste consiste na parte lateral da estaca, que está em contado com o solo na vertical, o mesmo é responsável por gerar a resistência lateral da estaca; a ponta, como o

próprio nome diz, é a base da estaca, que fica em contato com o solo na horizontal e é responsável pela parcela de ponta da capacidade de carga.

Segundo Mota (2003), em projetos que utilizam de estacas como fundação existem três critérios que devem ser considerados: a ruptura do solo, consistente na capacidade geotécnica; a ruptura estrutural e o recalque admissível. Na maioria dos casos, a capacidade de carga geotécnica e o recalque determinam a carga máxima que poderá atuar na fundação.

Existem diversos tipos de fundações profundas, com suas metodologias executivas diferenciadas, porém, para o escopo deste trabalho, será explorada apenas um tipo, a estaca escavada, tipo hélice contínua monitorada.

3.1.1 Estaca tipo hélice contínua

Tarozzo *et al.* (1998) destaca que a estaca hélice contínua, Figura 3.1, foi desenvolvida nos E.U.A. na década de 80, esta fundação foi executada pela primeira vez no Brasil em 1987 com a utilização de uma máquina produzida no Brasil. A partir da década de 90 as máquinas europeias passaram a ser a maioria no território nacional, dominando o comércio maquinário deste equipamento.

Figura 3.1: Máquina de hélice contínua



Fonte:(www.nacionalfundacoes.com.br)

Conforme Tarozzo *et al.* (1998) explica, a estaca hélice contínua tem como sequência executiva três fases distintas, são elas: perfuração, concretagem e colocação da armadura.

A fase de perfuração consiste em utilizar o torque gerado pela mesa rotativa para que ocorra a penetração do trado no terreno até a profundidade prevista em projeto (ABNT NBR 6122, 2010). Destaca-se que a operação de perfuração deve ser contínua e ininterrupta, necessariamente sem a retirada do trado da hélice do solo, tendo em vista que a principal característica da estaca tipo hélice contínua é o não desconfinamento do solo ao redor da estaca, o que proporciona uma execução em terrenos arenosos (ANTUNES *et al.*,1998).

Com o fim da fase de perfuração, ou seja, após atingir a profundidade predeterminada, o concreto é bombeado por um tubo central localizado dentro do

trado da hélice. A tampa de proteção é expulsa pelo concreto assim o trado começa a ser sacado, destacando-se, ainda, que a concretagem é realizada na medida em que o trado é retirado.

A integridade física da estaca está ligada diretamente a extração do trado, pois se a velocidade de extração foi elevada, as possibilidades de se criar falhas no fuste da estaca, como estrangulamentos ou faltas consideráveis de concreto fuste da mesma, é grande e se a velocidade for muito vagarosa, a pressão gerada pela bomba de concreto no solo faz um “engordamento” na estaca, ou seja, um razoável aumento de volume da estaca e na área do local onde a velocidade se manteve baixa, gerando assim um superconsumo elevado, proporcionando perda capacidade da estaca (ANTUNES *et al.* modificado, 1998).

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010) a pressão de concreto deve ser sempre positiva para que não ocorra a interrupção da concretagem do fuste, e esta deve ser controlada pelo operador durante toda a concretagem.

A ABNT NBR 6122 (2010) especifica para o concreto utilizado na estaca tipo hélice contínua os seguintes pontos:

1. O consumo mínimo de cimento não deve ser inferior a 400kg/m^3
2. O *slump test* deve ser igual a 22 ± 3 cm, conforme ABNT NBR NM 67
3. Fator água/cimento deve ser menor ou igual a 0,6
4. A porcentagem de argamassa em massa deve ser superior a 55%
5. O traço do concreto deve ser do tipo bombeado
6. O fck deve ser maior ou igual a 20MPa aos 28 dias conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739

Em caso de estacas inadequadamente despostas abaixo da cota de arrasamento, deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-la até a cota de arrasamento (ABNT NBR 6122, 2010).

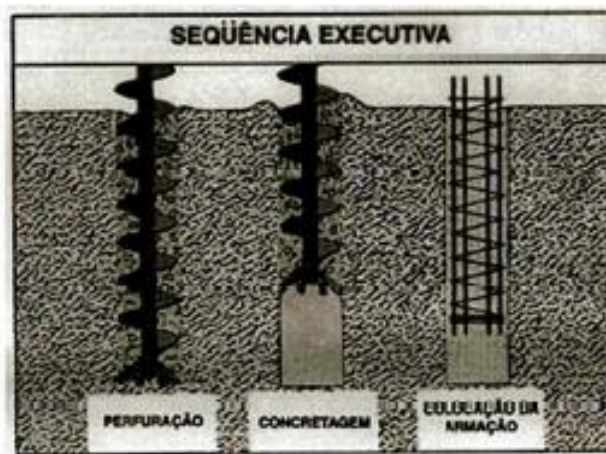
Consoante Antunes *et al.* (1998) explica, a metodologia da estaca tipo hélice contínua necessita da colocação da armadura após sua concretagem, gerando assim possíveis dificuldades como, por exemplo, a contaminação do concreto com o solo nos primeiros metros, impossibilitado a descida da armadura no concreto.

A armação deve ser introduzida na estaca através de gravidade ou com o auxílio de um pilão de baixa carga ou por meio de um vibrador de concreto.

As armações devem ser do tipo gaiola, bem como serem constituídas de barras de aço de diâmetros grandes (por exemplo 16mm), estribos soldados na armadura longitudinal da estaca. Por fim, a extremidade inferior da armação necessita ser afunilada para facilitar a entrada no concreto (ANTUNES *et al.* modificado, 1998).

A Figura 3.2 exemplifica a seqüência executiva da estaca hélice contínua.

Figura 3.2: Seqüência executiva da estaca hélice contínua



Fonte: (Antunes *et al.*, 1998, p.345)

Tarozzo *et al.* (1998) explicita as vantagens e desvantagens da execução de fundação tipo hélice contínua, são elas:

No tocante as vantagens deste tipo de fundação destacam-se a produtividade e a não produção de detritos em obra, sua produtividade varia em média entre 150 a 400 metros lineares diários e o processo executivo não produz detritos poluentes, sendo ainda que sua execução não produz vibrações nem deformações no terreno natural.

Existem algumas desvantagens deste tipo de fundação, as quais devem ser frisadas. Ora, por possuir um trado contínuo, o comprimento da estaca é determinado, no máximo, igual ao comprimento do trado da máquina. Outra possível

desvantagem é o fato de o equipamento de hélice contínua ser de grande porte, necessitando assim de uma área de trabalho plana, com grandes espaços para manobra e com área de trabalho planas.

Sua elevada produtividade exige que a central de concreto seja nas proximidades do local de trabalho e é necessário um número mínimo de estacas para que o custo de mobilização do equipamento envolvido e das estacas tenha um custo-benefício em função da aceleração do cronograma de obra.

Tarozzo *et al.* (1998) exemplifica as localidades, nas quais a utilização da estaca tipo hélice contínua é técnica e economicamente interessantes, são eles: as estruturas de contenção localizadas próximas de obras já existentes devido a não perturbação no solo; em obras industriais, onde não existem muitas variações de diâmetros, pois a troca do trado da máquina de hélice contínua é exageradamente demorado, logo, perda de tempo e de produtividade em obra, e, por derradeiro, em locais aonde o distúrbio no solo não seria agradável para as estruturas adjacentes a obra.

3.1.2 Capacidade de carga de fundações profundas

A capacidade de carga admissível em projeto para uma fundação em estaca deve ser a menor entre a capacidade de carga geotécnica e a capacidade de carga estrutural.

Com relação aos métodos de previsão de capacidade de carga geotécnica de estacas, os mais utilizados se baseiam nos ensaios de campo, tipo SPT, SPTT e CPT

De acordo com Velloso *et al.* (1998) Campanella (1995) recomenda a utilização de ensaios de CPT para estimar a capacidade de carga de uma fundação profunda, propõe, ainda, a utilização de três métodos, são eles: Schmertmann (1978), Bustamante & Gianceselli (1982) e De Ruyter & Beringen (1979), porém, em Brasília, devido a falta de ensaios de CPT, a utilização desses métodos é quase

nula, predominando métodos de cálculo que se correlacionam com os ensaios de SPT.

Segundo Velloso & Lopes (2002), os principais métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga que utilizam os ensaios de SPT são Meyerhof (1956), Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1996), Velloso (1981), Teixeira (1996), Vorcaro & Velloso (2000).

De acordo com Décourt *et al.* (1998), capacidade de carga é o carregamento limite do solo que uma estaca de fundação resistirá parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta e parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerado ao longo de seu fuste, este denominado atrito lateral.

Décourt *et al.* (1998) ainda explica que a capacidade de carga ocorre pela soma das suas parcelas já antes ditas, utilizando-se das tensões limites de cisalhamento e normal correlacionadas com suas áreas, conforme mostrado na Equação 3.1.

$$Q_{\text{últ}} = Q_s + Q_p \quad (3.1)$$

Onde Q_u é a capacidade de carga última da estaca, Q_s é a carga máxima suportada pelo atrito lateral e Q_p é a carga máxima suportada pela ponta da estaca.

Segundo Décourt *et al.* (1998) Q_s pode ser calculado pelo produto entre a tensão limite do cisalhamento (q_s) e a área lateral da estaca (A_s), consoante mostrado na Equação 3.2.

$$Q_s = q_s \cdot A_s \quad (3.2)$$

Ainda explica que a carga máxima de suporte da ponta da estaca (Q_p) pode ser expressa pelo produto entre a tensão limite de ponta (q_p) pela área de ponta da estaca (A_p), conforme a Equação 3.3.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.3)$$

Logo, pode-se afirmar que a carga ultima geotécnica da estaca pode ser calculada pela Equação 3.4.

$$Q_{\text{últ}} = q_s \cdot A_s + q_p \cdot A_p \quad (3.4)$$

Existem duas formas de avaliar a capacidade de carga de uma estaca: processos diretos, que consistem na utilização de ensaios “in situ” com a correlação empírica e semi-empírica com as tensões normais e de cisalhamento; processos indiretos, que se utiliza de ensaios de campo e/ou laboratoriais para determinar as principais características do solo, porém a capacidade de carga é determinada por meio de formulas teóricas ou experimentais (ALBIERO *et al.*, 1998).

Existem várias formulações que calculam a capacidade de carga em estacas isoladas, porém para o escopo deste trabalho apenas algumas serão descritas.

3.1.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método foi apresentado no V congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações e seu funcionamento depende diretamente do ensaio de penetração do cone (CPT). Os resultados obtidos são relacionados com as tensões limites de ponta e cisalhamento por meio de dois fatores denominados F1 e F2 que tem como variação o tipo de estaca adotado, alguns desses valores estão apresentados na Tabela 3.1.

Os valores a serem utilizados como tensões limites de ponta (q_p) e cisalhamento (q_s) neste método vem das Equações 3.5 e 3.6 respectivamente.

$$q_s = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} \quad (3.5)$$

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (3.6)$$

Aonde q_c é, segundo Joppert (2007), o resultado médio da resistência da ponta do cone no ensaio de CPT, α é o fator de correlação da resistência lateral e a resistência de ponta no ensaio CPT, estes valores já estão tabelados na Tabela 3.2 para cada tipo de solo.

Com as poucas obras que utilizam de ensaios de penetração de cone (CPT) criou-se uma relação direta com o SPT, uma vez que este é um ensaio muito mais comum que os outros. A Equação 3.7 utiliza-se do tipo de solo e da quantidade de golpes nos últimos trinta centímetros da camada estudada.

$$q_c = K \cdot N_1 \quad (3.7)$$

Tabela 3.1: Valores dos coeficientes F1 e F2 para os tipos de estacas

Tipos de estacas	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldadas	1,75	3,5
Escavadas	3	6

Fonte: (Alonso, Urbano Rodriguez, 1943, p. 102)

Os valores de alfa e K também foram tabelados conforme Tabela 3.2 por Aoki e Velosso (1975).

Tabela 3.2: Valores dos coeficientes K e α

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia-siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argiloso	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto-arenosa	3,3	3,0

Fonte: (Décourt et al, 1998, p. 274)

Logo a capacidade de carga através do método de Aoki e Velloso pode ser determinada pela Equação 3.8:

$$Q_u = \frac{A_s \cdot q_c \cdot \alpha}{F_2} + \frac{A_p \cdot q_c}{F_1} \quad (3.8)$$

Décourt *et al.* (1998) explicita a dificuldade de se utilizar esse método devido necessidade da investigação de solo muito precisa, uma vez que a diferença entre um silte e um silte argiloso é de 1,5 kgf/cm².

Velloso & Lopes (2002) demonstram, segundo equação, que o fator de segurança para a metodologia de capacidade de carga de Aoki & Velloso será de dois, logo a carga admissível que a estaca suporta será descrita pela Equação 3.9.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{2} \quad (3.9)$$

3.1.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)

É apresentado por Décourt e Quaresma (1978) um método de cálculo de capacidade de carga que se utiliza apenas da caracterização do solo e do SPT. Este método avalia a capacidade de carga por meio da quantidade de golpes para descer os 30 centímetros finais da sondagem, denominado por N_1 e a caracterização que a própria sondagem fornece.

A tensão limite de ponta neste método é obtida conforme a Equação 3.10:

$$q_p = k_1 \cdot N_1 \quad (3.10)$$

Aonde k_1 é função do tipo de solo que a estaca se encontra, a Tabela 3.3 explicita isto.

Tabela 3.3: Valores dos coeficientes k_1

Tipo de solo	K [kN/m ²]	K [tf/m ²]
argila	120	12
silte argiloso (solo residual)	200	20
silte arenoso (solo residual)	250	25
areia	400	40

Fonte: (Décourt *et al*, 1998, p. 275)

A tensão limite de cisalhamento no método de Décourt e Quaresma (1978) é dado pelas Equações 3.11 e 3.12, sendo que apenas a unidade de saída de dados as difere:

$$qs = \frac{N_2}{3} + 1 \text{ tf/m}^2 \quad (3.11)$$

$$qs = 10 \cdot \left(\frac{N_2}{3} + 1\right) \text{ KN/m}^2 \quad (3.12)$$

Aonde N_2 é a média do numero de golpes dos últimos trinta centímetros, para cada metro da sondagem Dessa forma, o método de Décourt e Quaresma (1978) pode ser escrito pela Equação 3.13:

$$Qu = k_1 \cdot N_1 \cdot Ap + As \cdot \left(\frac{N_2}{3} + 1\right) \quad (3.13)$$

Segundo Décourt *et al.* (1998) para a utilização do método de Décourt & Quaresma para o dimensionamento da capacidade de carga de estacas diferentes de estaca padrão sugere-se a utilização de coeficientes α_1 e β_1 . Estes são definidos como coeficientes de majoração e minoração para as tensões limites de ponta e cisalhamento. Sendo assim, os métodos padrões de cálculo de capacidade de carga podem ser realizados para outro tipo de estaca.

A Tabela 3.4 mostra os valores de α_1 para cada tipo de solo referente a estaca que será utilizada, já a Tabela 3.5 mostra os valores a serem adotados para β_1 em função do tipo de solo.

Tabela 3.4: Valores dos coeficientes α_1 de acordo com o solo e o tipo de estaca

Tipo de solo \ Tipo de estaca	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: (Décourt et al, 1998, p. 275)

Tabela 3.5: Valores dos coeficientes β_1 de acordo com o solo e o tipo de estaca

Tipo de solo \ Tipo de estaca	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: (Décourt et al, 1998, p. 276)

Percebe-se, então, que a Equação 3.13 foi alterada pela Equação 3.14, que leva em consideração tais parâmetros.

$$Qu = \alpha_1 \cdot k_1 \cdot N_1 \cdot Ap + \beta_1 \cdot As \cdot \left(\frac{N_2}{3} + 1\right) \quad (3.14)$$

Magalhães (2005) propôs a comparação entre os valores previstos pelo método de Van der Veen e medidos para o método original de Décourt & Quaresma (1978).

Com a intenção de melhorar o método original, foram estabelecidas combinações entre valores de α e β . Os melhores ajustes foram de 0,21 e 1,13 para α e β respectivamente, levando em conta o solo proposto pelo método original. Com esses resultados é possível verificar uma redução na parcela de ponta e um acréscimo na parcela de atrito lateral. A Tabela 3.6 especifica tais dados.

Tabela 3.6: Tabela comparativa entre o método original e a adaptação

	α_D	β_D	Confiabilidade (testes a favor da segurança)	Coefficiente de correlação (R^2)
Décourt & Quaresma (1996)	0,30	1,00	93,1%	0,4994
Magalhães (2005)	0,21	1,13	96,5%	0,5061

Fonte: (Domingues, 2013)

Décourt *et al* (1998), segundo Alonso *et al.* (2000), propõem a utilização de fatores de seguranças diferentes para cada parcela da formula, ou seja, um fator de segurança de 1,3 para a parcela de atrito lateral e um fator de 4 para a parcela de ponto, sabendo que o valor dado pela Equação 3.15, utilizando tais fatores de segurança, deve ser inferior a um fator de segurança global de dois, como mostrado na Equação 3.16.

$$Q_{adm} = \frac{\alpha_1 \cdot k_1 \cdot N_1 \cdot Ap}{1,3} + \frac{\beta_1 \cdot As \cdot (N_2/3 + 1)}{4} \quad (3.15)$$

$$Q_{adm} = \frac{Qu}{2} \quad (3.16)$$

3.1.2.3 Método de Alonso (1996)

Segundo Alonso *et al.* (2000) este método é baseado nos resultados de torque dos ensaios de SPTT para calcular o carregamento admissível em uma estaca, a Equação 3.17 refere-se a carga máxima de ponta da fundação e a Equação 3.18 a carga máxima de atrito lateral da fundação

$$rl = 0,65 \cdot f_s \cdot E \cdot 200 \text{ kPa} \quad (3.17)$$

$$rp = \beta_2 \frac{T_{min}^{(1)} + T_{min}^{(2)}}{2} \quad (3.18)$$

Aonde f_s é a adesão, que é calculada a partir da Equação 3.19 utilizando-se do torque máximo ($T_{m\acute{a}x}$, em kgf.m) e a penetração total (h , em cm) do ensaio de SPT.

$$f_s = \frac{100T_{m\acute{a}x}}{0,41 \cdot h - 0,032} \quad (3.19)$$

A carga máxima atribuída a parcela de ponta é obtida através de alguns dados, são eles: $T_{min}^{(1)}$, que é a média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho de 8D, a partir da ponta da estaca, sendo que se deve anular tais valores quando o comprimento da estaca for menor que 8D; $T_{min}^{(2)}$ é obtido da mesma forma que o $T_{min}^{(1)}$, porém o trecho utilizado deverá ser de 3D; β_2 é dado pela Tabela 3.7. O

citado autor ainda explicita que os valores de T_{min} não devem ser superiores a 40 kgf.m.

Tabela 3.7: Tabela de valores de β_2 para cada tipo de solo

Valores de β_2	Argila	Silte	Areia
β_2	100	150	200

Fonte: (Décourt et al, 1998)

Conforme a pouca quantidade de ensaios de SPTT executados na realidade brasileira, Alonso *et al.* (2000) mostra uma correlação entre os resultados obtidos do ensaio de SPT com os valores teóricos do ensaio de SPTT, essa correlação estatística mostra que o torque máximo pode ser correlacionado, consoante a Equação 3.20 e o torque mínimo de acordo com a Equação 3.21, aonde N_1 é o número de golpes para que o amostrado desçe os trinta últimos centímetro a cada metro. O autor ressalta ainda que tal confirmação estatística serviu apenas para a localidade estudada, mostrando que tais equações podem não estar condizentes com a realidade em outras regiões.

$$T_{m\acute{a}x} = 1,2N_1 \quad (3.20)$$

$$T_{m\acute{i}n} = N_1 \quad (3.21)$$

O fator de segurança de Alonso (1996), considerado para o cálculo da carga admissível em projeto, caso não haja prova de carga para a determinação da carga última, será de dois. Desta feita, a Equação 3.22 determina a carga admissível na através de Alonso (1996).

$$Q_{adm} = \frac{As.0,65.f_s E 200 + Ap.\beta_2 \frac{T_{m\acute{i}n}^{(1)} + T_{m\acute{i}n}^{(2)}}{2}}{2} \quad (3.22)$$

3.1.2.4 Método de Antunes & Cabral (1996)

Segundo Alonso *et al.* (2000) o método descrito abaixo é um dos métodos específicos para as estacas tipo hélice contínua dando excelentes resultados, juntamente com os métodos de Alonso (1996) e Décourt & Quaresma (1978), já citados.

Os autores utilizaram ensaios de SPT para correlacionar os dados, teorizando as Equações 3.23 e 3.24, estas se utilizam de duas constantes para relacionar a sondagem e a carga máxima, que são: β_3 e β_4 , que são variáveis de acordo com cada tipo de solo, conforme mostrado na Tabela 3.8.

$$rl = \Sigma (\beta_3 \times N_2) \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3.23)$$

$$rp = \beta_4 \times N_1 < 40\text{kgf/cm}^2 \quad (3.24)$$

Tabela 3.8: Valores de β_3 e β_4 para cada tipo de solo

Solo	$\beta_3(\%)$	$\beta_4(\%)$
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: (Décourt et al, 1998)

Pode-se determinar, então, a carga de ruptura da fundação, conforme a Equação 3.25, onde A_s é área lateral da fundação e A_p é a área da seção da estaca.

$$Q_{rup} = A_s \cdot rl + A_p \cdot rp \quad (3.25)$$

O fator de segurança de Antunes & Cabral (1996) que é considerado para o cálculo da carga admissível em projeto, caso não haja prova de carga para a

determinação da carga última, será de dois, havendo, contudo, prova de carga este fator pode ser reduzido em até 1,6, porém tal redução só deve ser realizada pelo projetista da fundação de acordo com seus anseios. Destarte, a Equação 3.26 determina a carga admissível na fundação através de Antunes & Cabral (1996).

Outro fator de segurança a ser adotado é: a capacidade de carga admissível ser menor que 125% da carga referente ao atrito lateral, consoante mostrado na Equação 3.27.

$$Q_{adm} = \frac{As \times r_l}{2} + \frac{Ap \times r_p}{2} \quad (3.26)$$

$$Q_{adm} = \frac{As \times r_l}{0,8} \quad (3.27)$$

3.1.3 Capacidade de carga estrutural

Entende-se por capacidade de carga estrutural a carga máxima que uma estrutura de fundação pode suportar. Em outras palavras, a capacidade de carga estrutural de uma estaca é um limitante de carga da mesma, uma vez que, teoricamente, qualquer adição de carga ocasionara o rompimento do elemento.

A carga que a fundação pode suportar será sempre a menor entre dois condicionantes; a capacidade de carga estrutural e a capacidade de carga geotécnica.

Segundo Alonso *et al.* (2000) a capacidade de carga estrutural de um elemento de fundação profunda indireta, ou seja, uma estaca, é determinada de forma análoga a de um pilar, contudo a fundação é um elemento estrutural confinado, logo esta não será atribuído o efeito de flambagem.

A Equação 3.28 fornece a capacidade de carga estrutural da fundação, sabendo que A_c é a área de secção da fundação profunda estudada, A_s é a área de aço total da estaca, F_{ck} e F_{yk} são as resistências do concreto e do aço

respectivamente e que os fatores de minoração e majoração γ_f , γ_c e γ_s são fornecidos pela ABNT NBR 6122 (2010), de acordo com o tipo da estaca. Nesse sentido, é a confecção da Tabela 3.9.

$$Pk = \frac{1}{\gamma_f} \cdot \left(\frac{0,85 \cdot A_p \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \right) \quad (3.28)$$

Tabela 3.9: Valores dos coeficientes γ_f , γ_c , γ_s e f_{ck} máximo de projeto

Tipo de estaca	fck	γ_f	γ_c	γ_s
Hélice	20	1,4	1,8	1,15
Escavada S/fluido	15	1,4	1,9	1,15
Escavada C/fluido	20	1,4	1,8	1,15
Strauss	15	1,4	1,9	1,15
Franki	20	1,4	1,8	1,15
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15
Raiz	20	1,4	1,6	1,15
Microestacas	20	1,4	1,8	1,15
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15

Fonte: ABNT NBR 6122

Velloso e Lopes (2002) demonstram a Tabela 3.10, responsável por exemplificar as capacidades de carga estrutural para cada tipo de estaca com a tensão de concreto.

Tabela 3.10: Carga de trabalho dos diferentes tipos de estacas

Tipo de estaca	Dimensão	Carga Usual	Carga Max.	Obs.
Strauss				
$\sigma = 40\text{kgf/cm}^2$	Ø 25 cm	20		Não são indicadas na ocorrência de argilas muito moles
	Ø 32 cm	30-35		
	Ø 38 cm	45		
	Ø 45 cm	65		
Raiz				
$\sigma = 100\text{kgf/cm}^2$	Ø 17	30	40	diâm. Acabado Ø20 cm
	Ø 22	50	60	diâm. Acabado Ø25 cm
	Ø 27	70	90	diâm. Acabado Ø30 cm
	Ø 32	100	110	diâm. Acabado Ø35 cm
Broca				
$\sigma = 30 \text{ a } 40\text{kgf/cm}^2$	Ø 20	10	15	Executadas até o NA.
	Ø 25	15	20	
Estacas diafragma ou "Barretes"				
$\sigma = 100\text{kgf/cm}^2$	40 X 250	500		Escavação estabilizada com lama
	60 X 250	750		
	80 X 250	1000		
	100 X 250	1250		
Estaca Hélice				
$\sigma = 60\text{kgf/cm}^2$	Ø 40	75	80	
	Ø 50	120	130	
	Ø 60	170	180	

Fonte: (Velloso e Lopes, 2002)

Por meio de retro análise é possível validar a Equação 3.29, a qual se utiliza da tensão no concreto do tipo de estaca, σ conforme Tabela 3.10, e da área transversal da estaca, ou seja, a área de concreto da estaca, A_p .

$$P_k = \sigma \cdot A_p \quad (3.29)$$

3.1.4 Prova de carga estática

A ABNT NBR 12.131 (2006) preceitua que a prova de carga estática tem por uma de suas funções avaliar a capacidade de carga de uma estaca. Este consiste em um sistema de aplicação de cargas estáticas crescentes na estaca, sendo que estes podem ser esforços de compressão ou tração, e, conforme o acréscimo de carga, registra-se o deslocamento da estaca.

Segundo a ABNT NBR 12131 (2006) a capacidade de carga de um elemento de fundação é determinada quando ocorre ruptura caracterizada por deformações ininterruptas, na fundação, sem acréscimo de carga. Caso o elemento de fundação não apresente os sintomas de ruptura deve-se extrapolar a curva carga-recalque, utilizando-se de métodos matemáticos para avaliar a carga última do elemento.

De acordo com Carvalho (1991) provas de carga em estacas instrumentadas tem contribuído com o conhecimento do regime de tensões e as deformações na estaca.

Os resultados obtidos nas provas de carga são de caráter essencial para o projetista, uma vez que é possível inferir deste a curva carga x deslocamento, capacidade de carga, recalque na carga de admissível e carga de ruptura, e, ainda, a resistência lateral e de ponta da estaca com a utilização de métodos de cálculo ou instrumentação.

Segundo Mota (2003) a forma da curva carga-deslocamento depende dos fatores geométricos da estaca, dos fatores geotécnicos do solo e da reologia dos materiais do sistema. A reologia, segundo Mota (2003), é caracterizada pela curva tensão-deformação-tempo, que é obtida em laboratório.

Conforme Camapum de Carvalho *et al.* (2008) explica, prova de carga pode trazer informações importantes para o projeto, como, por exemplo, saber qual a real separação de cargas entre base e fuste, ou ainda, quando o conjunto começa atingir a fase de deformação denominada deformação plástica.

Pode-se, ainda, executar a prova de carga antes da elaboração do projeto, assim a ABNT NBR 6122 (2010) possibilita a redução do coeficiente de segurança a

ser adotado em projeto, uma vez que os parâmetros de interação solo-estaca foram obtidos através de ensaios aonde este efeito acontece.

A ABNT NBR 6122 (2010) ressalva que para obter a carga admissível de estacas a partir da prova de carga é necessário que: as provas de carga sejam estáticas; as provas de carga sejam especificadas na fase de projeto e executadas no início da obra, assim possibilitando que o projeto de fundações se adeque aos resultados; a prova de carga deve ser levada até no mínimo de duas vezes a carga admissível prevista em projeto. A norma ainda expõem que caso as provas de carga forem executadas exclusivamente para avaliar o desempenho das mesmas, as cargas devem ser levadas até que atinja, pelo menos, 1,6 vezes a carga admissível ou que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

3.1.4.1 Quantidade de provas de carga

A ABNT NBR 6122 (2010) especifica que é obrigatória a execução de prova de cargas estáticas quando a quantidade de estacas da obra for superior a uma quantidade preestabelecida de acordo com o tipo de estaca a ser utilizada (coluna (B) da Tabela 3.11). Além disso, as obras que se enquadrarem nesta especificação deverão executar prova de carga no início da construção, na quantidade de, no mínimo, 1% do número de estacas, arredondando-se para mais no caso do valor não ser inteiro.

São, ainda, necessárias provas de carga quando a tensão média ultrapassa os valores predeterminados na coluna (A) da Tabela 3.11.

Tabela 3.11 : Quantidade de provas de carga

Tipo de estaca	A	B
	Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B) em Mpa	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada (a)	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f _{yk}	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluído ($\Phi \geq 70$ cm)	5,0	75
Raiz (e)	15,5	75
Microestaca (e)	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluído ($\Phi < 70$ cm)	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte (ABNT NBR 6122, 2010, p. 36)

3.1.4.2 Interpretação da prova de carga

A interpretação da prova de carga deve ser feita com muito cuidado e destreza pelo engenheiro geotécnico que a está analisando, pois a natureza do terreno, a estabilização dos recalques, a velocidade de carregamento da estaca, dentre outros interferem diretamente nos resultados das provas de carga.

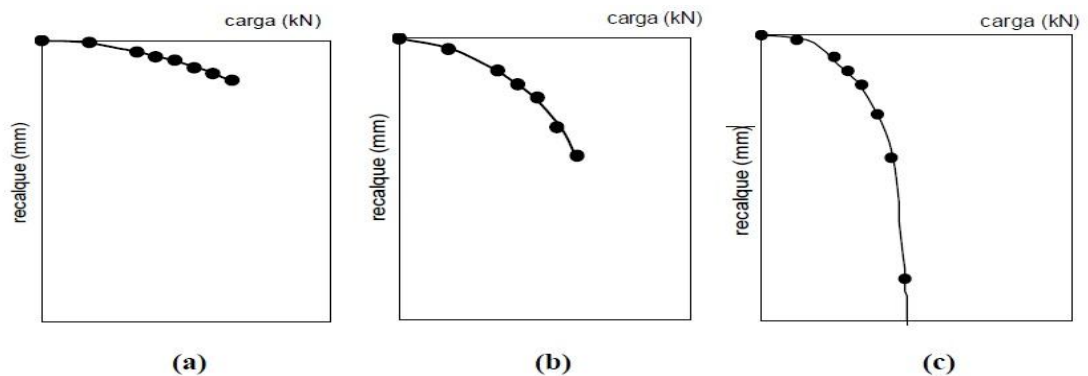
A norma brasileira ABNT NBR 6122 (2010) afirma que o desempenho de uma prova de carga é satisfatório quando forem, simultaneamente, verificadas as seguintes condições: o recalque na carga de trabalho for admissível pela estrutura e o fator de segurança for no mínimo igual a 2,0 em relação a carga de ruptura obtida por meio dos métodos de extrapolação de carga ou da ruptura propriamente dita da estaca ensaiada. Caso o fator de segurança não seja obtido, a norma recomenda a

elaboração de um plano de provas de carga adicionais para reavaliar os valores de carga admissível.

3.1.5 Métodos de estimativa de carga ultima em prova de cargas de estacas

Segundo Magalhães (2005), pode-se ou não determinar qual seria a carga última da estaca, utilizando-se traçado da curva carga-recalque. A Figura 3.3 apresenta três curvas carga-recalque.

Figura 3.3: Alternativas de curvas carga-recalque em prova de carga



Fonte: (MAGALHÃES, 2005, p. 35)

De acordo Magalhães (2005), considerando a Figura 3.3a, a capacidade de carga estrutural dificilmente será calculada de forma correta, uma vez que a prova de carga foi interrompida no trecho elástico do elemento ensaiado. Na Figura 3.3b o ensaio foi finalizado quando o elemento se encontrava no trecho plástico, assim a utilização de métodos de estimativa de carga de ruptura é possível. Entretanto na Figura 3.3c configura a carga estrutural última, não necessitando a utilização de métodos de extrapolação.

3.1.5.1 Método de Van der Veen (1953)

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2008) o método de Van der Veen é o método mais utilizado no Distrito Federal para determinação da carga última da fundação ensaiada.

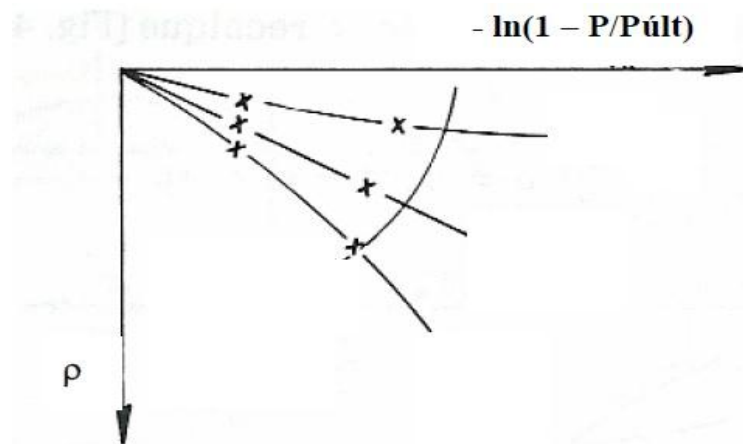
O método de Van de Veen (1953) determina a carga última através de equações matemáticas, tais equações são descritas neste trabalho como Equação 3.30 e 3.31, sendo que tal método utiliza-se de valores arbitrários de carga última para realizar a condição que o gráfico “ $-\ln(1-P/P_{\text{últ}}) \times \rho$ ” seja uma reta, quando esta atinge uma geometria retilínea obtém-se a carga última.

$$P = P_{\text{últ}} \times (1 - e^{-\alpha_2 \rho}) \quad (3.30)$$

$$\alpha_2 = \frac{-\ln(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}})}{\rho} \quad (3.31)$$

Onde P é a carga aplicada na fundação, ρ é o recalque que corresponde à carga aplicada P e $P_{\text{últ}}$ é a carga última da fundação. A Figura 3.4 apresenta uma estimativa de carga última através do método de Van der Veen.

Figura 3.4: Estimativa de carga, método de Van der Veen



Fonte: (Magalhães, 2005)

3.1.5.2 Método da rigidez (1996)

Décourt (1996) propõe este método para a obtenção da carga última utilizando como base o conceito de rigidez (RIG), podendo ser definido como a razão entre a carga aplicada (P) e o recalque (r), que esta carga aplicada gera, conforme Equação 3.32.

$$RIG = \frac{P}{r} \quad (3.32)$$

Minette *et al.* (2014) explica que para qualquer tipo de fundação existe uma tendência que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentem. Logo, com o valor do recalque tendendo a infinito a rigidez tende a zero, conforme demonstrado na Equação 3.33.

$$\lim_{r \rightarrow \infty} RIG = \frac{P}{r} \therefore RIG \rightarrow 0 \ \& \ P \rightarrow P_{\text{últ}} \quad (3.33)$$

A carga-limite pode ser obtida por meio do gráfico da Rigidez, que é obtido plotando-se os valores de Rigidez (RIG) no eixo das ordenadas e os valores de carga aplicada (P) no eixo das abcissas, assim com tal gráfico determina-se a carga última da fundação quando a Rigidez tende a ser nula, ou seja, a deformação infinita, a ruptura física não foi atingida. Portanto o método da Rigidez calcula a ruptura convencional (PR_C) (DÉCOURT, 1996).

A carga de ruptura convencional é determinada por meio da Equação 3.34, que corresponde à carga relativa a um recalque de 10% do diâmetro da estaca.

$$PR_C = 10^{\text{Log}\left(\frac{\emptyset}{10}\right)b-a} \quad (3.34)$$

Onde \emptyset é o diâmetro da estaca em mm, a é a previsão da curva ($\log P - \log r$) no ponto de regressão e b é a inclinação da curva ($\log P - \log r$) no ponto de regressão.

Décourt (1996) considera uma variação linear da rigidez (RIG) com o carregamento P , conforme Equação 3.35.

$$RIG = \alpha_3 + \beta_5 P \quad (3.35)$$

Aonde os valores de α_2 e β_5 podem ser determinados por regressão linear dos dados retirados de campo e a carga ultima pode ser expressa pela Equação 3.36 quando a condição de rigidez de 0 é satisfeita.

$$Q_{ult} = -\frac{\alpha_3}{\beta_5} \quad (3.36)$$

Segundo Danziger (2012) o método de Rigidez de Décourt (1996) destaca-se no cenário brasileiro não apenas na avaliação da carga ultima da fundação estudada, mas nas estimativa de separação de carga por atrito lateral e resistência de ponta.

Albuquerque *et al.* (2014) demonstram em seu artigo que a utilização do método da Rigidez, para a estaca tipo hélice contínua ensaiada, é compatível com a realidade, comprovando que a diferença percentual entre o atrito lateral encontrado pela prova de carga e pelo método da Rigidez defasou-se por 8%. Isso, dentre outros fatores, demonstra que a metodologia é adequada.

3.1.5.3 Método da ABNT NBR 6122 (2010)

A ABNT NBR 6122 (2010) ressalva que a capacidade de carga ultima de uma fundação profunda pode ser determinada por provas de carga quando ocorrer

ruptura nítida, que é caracterizada pela deformação continuada sem acréscimo de carga.

Esclarece, ainda, que, a estrutura de fundação quando submetida a prova de carga pode não colapsar, gerando com isso duas possibilidades: a capacidade da fundação é maior que a carga que o sistema estava preparado para gerar ou a fundação apresenta recalques elevados que não configurem a ruptura.

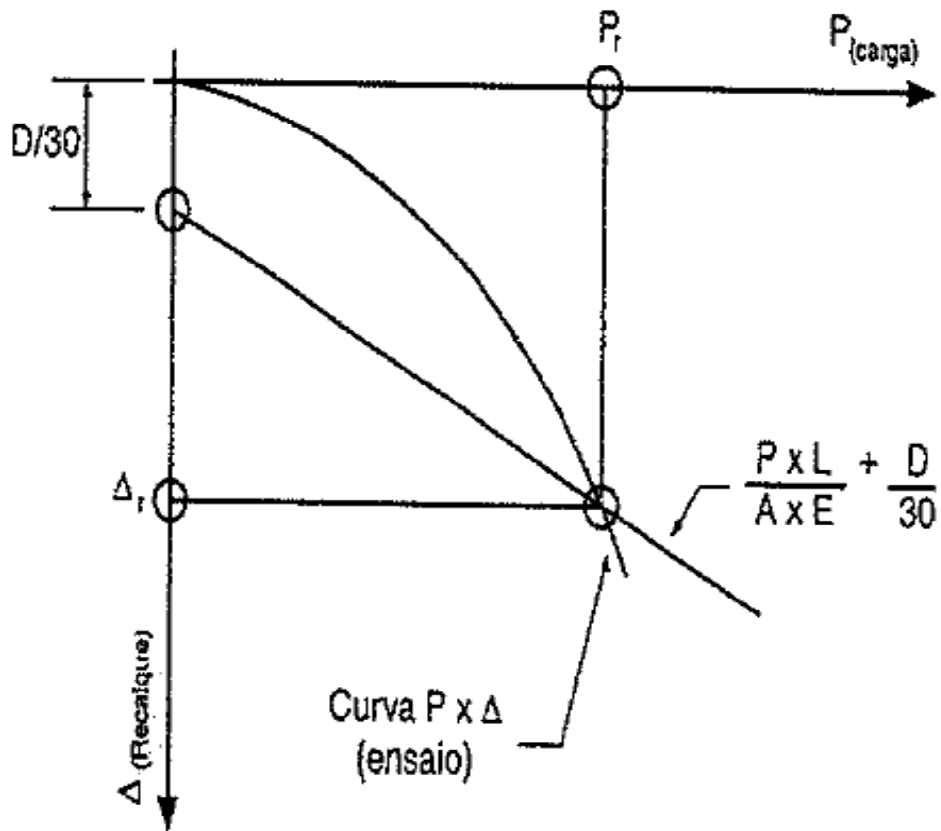
Estas são as possibilidades para se extrapolar a curva carga-recalque para assim avaliar a carga de ruptura da fundação, neste caso a carga de ruptura será a carga que corresponde, na curva carga-recalque, a deformação encontrada através da Equação 3.37 (ABNT NBR 6122, 2010).

$$\Delta r = \frac{P_1 \times L}{A_p \times E} + \frac{D}{30} \quad (3.37)$$

Onde P_1 é a carga de ruptura convencional, L é o comprimento da estaca ou tubulão ensaiado, A_p é a área da seção transversal da estaca, E é o módulo de elasticidade do material da fundação, D é o diâmetro do círculo inscrito à estaca e Δr é o recalque de ruptura convencional.

A Figura 3.5 mostra a facilidade de encontrar a carga de ruptura da estaca através da metodologia explicada na norma, com o auxílio do gráfico de carga-recalque.

Figura 3.5: Carga de ruptura da estrutura de fundação profunda



. Fonte (ABNT NBR 6122, 2010)

3.1.5.4 Método da Mazurkiewicz (1972)

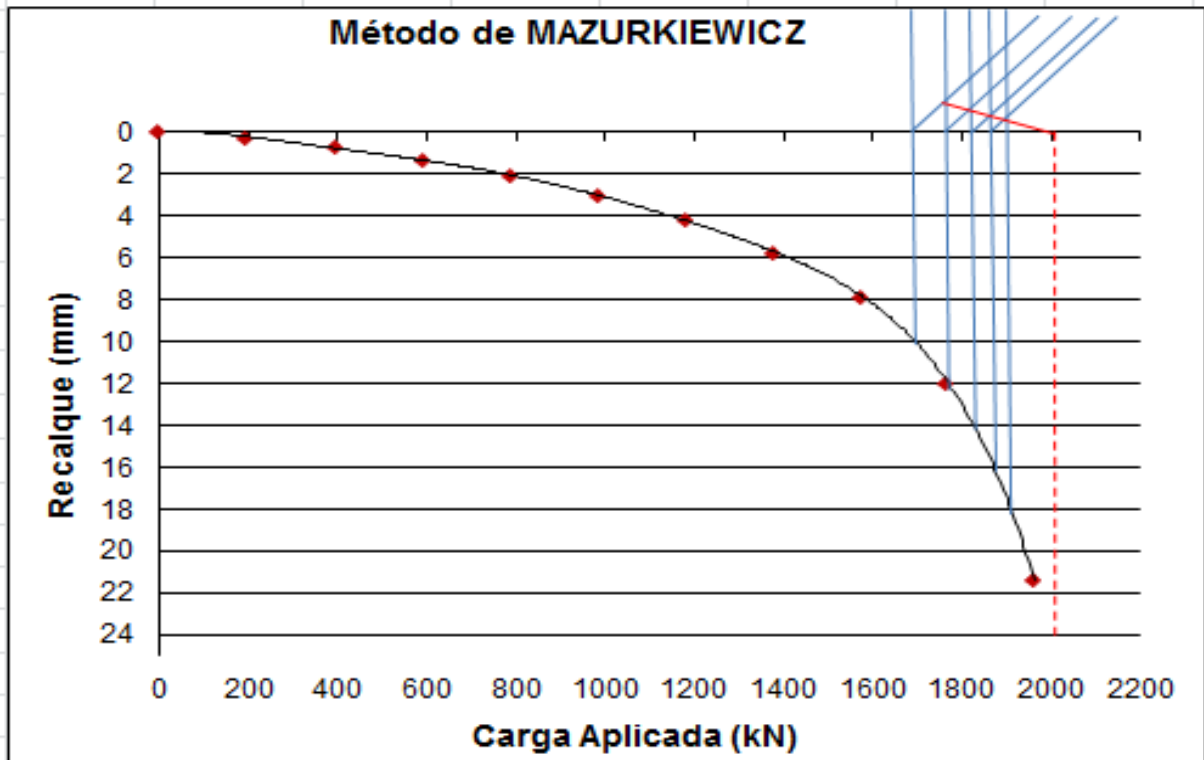
Mazurkiewicz (1972) propõe em seu método uma utilização da curva carga-recalque com uma série de valores k_2 de recalque igualmente espaçados e escolhidos arbitrariamente.

Os respectivos valores de Q_{k_2} (carga que gera o recalque k_2) são plotados no gráfico carga x recalque, a linha reta ajustada nos pontos finais desta série de valores define então o valor de carga última $Q_{últ}$ conforme condição estabelecida na Equação 3.38.

$$\Delta Q = (Q_{k2+1} - Q_{k2}) = 0 \quad (3.38)$$

Plotando-se os valores totais das cargas, e não somente a diferença ($Q_{k2+1} - Q_{k2}$), conforme demonstra a Figura 3.6. A interseção da linha reta ajustada com os pontos correspondentes as etapas finais da prova de carga com a reta traçada a 45° ($Q_{k2+1} - Q_{k2}$), define o valor procurado da carga ultima.

Figura 3.6: Demonstração do método de Mazurkiewicz



4 ESTUDO DE CASO: EMPREENDIMENTO RESIDENCIAL

4.1 Descrição Técnica do Empreendimento Estudado

O estudo de caso compreende um empreendimento residencial constituído de três juntas e embasamento, denominadas de junta A, junta B e junta C, sendo uma torre por junta. Cada torre possui 8 (oito) unidades residenciais por pavimento, possuindo 15 (quinze) pavimentos por torre, totalizando 360 (trezentos e sessenta) unidades residenciais na obra, sendo estas separadas em apartamentos com 2 (dois) quartos e 3 (três) quartos, no que diz respeito a parte comercial o empreendimento possui 36 (trinta e seis) lojas, 12 (doze) por junta, com área variando de 50 (cinquenta) a 95 (noventa e cinco) m². O mesmo possui uma área do terreno de 6000 (seis mil) m² e 1 (um) subsolo.

As juntas A, B e C, são formadas por 66 (sessenta e seis), 50 (cinquenta) e 58 (cinquenta e oito) pilares respectivamente, sendo que o corte no terreno natural varia de 0,0 (zero) a 3,0 (três) metros de profundidade.

4.2 Descrição do Projeto de Fundação

O referido projeto foi realizado perante a obra como todo, ou seja, não foi feita a separação de projeto por junta, porém pode-se inferir algumas informação, por junta, mediante ao referido projeto.

O projeto de fundação foi inteiramente idealizado para execução de estaca escavada tipo hélice contínua monitorada, possuindo 43 (quarenta e três) estacas com diâmetros de 0,40 m, 392 (trezentos e noventa e dois) estacas com diâmetro de 0,60 m, 94 (noventa e quatro) estacas com diâmetros de 0,70 m e 26 (vinte e seis) estacas com diâmetro de 0,80 m.

A profundidade das estacas foi vinculada na condição de se embutir, pelo menos, 3 metros em solo de alta resistência (SPT>40), porém, é deixado claro, pelo

projetista, a existência de profundidades máximas e mínimas, sendo elas 17 (dezesete) e 14 (quatorze) metros respectivamente.

Pode-se destacar que a cada junta possui blocos com elevadas quantidades de estacas, sendo eles: a junta A possui dois blocos com 24 (vinte e quatro) estacas de diâmetro de 70 centímetros recebendo quatro pilares; junta B possui um bloco com 42 (quarenta e duas) estacas com diâmetro de 0,6 m recebendo 6 (seis) pilares e outro com 35 (trinta e cinco) estacas com diâmetro de 0,6 m recebendo 4 (quatro) pilares; a junta C possui um bloco com 40 (quarenta) estacas com diâmetro de 0,6 m recebendo 6 (seis) pilares e outro com 35 (trinta e cinco) estacas com diâmetro de 0,6 m recebendo 4 (quatro) pilares.

4.3 Perfil geotécnico

Foram realizados três furos de sondagem à percussão iniciais, sendo estes executados em agosto de 2011 (08/11) e posteriormente foram executados sete furos de sondagens adicionais, sendo estes executados em agosto de 2012 (08/12).

Os ensaios de SPT identificaram o perfil geotécnico local como um composto de duas camadas de características distintas, sendo elas: argila siltosa de muito mole a dura, apresentando cor avermelhada e espessura variando de 13,1 a 14,5 metros de profundidade; e uma camada de argila arenosa com pedregulhos, dura, cor avermelhada com nódulos amarelos e brancos e espessura variando de 2,42 a 3,82 metros. O nível da água foi medido em agosto de 2011 e em agosto de 2012, sendo sua variação entre 7,23 e 7,68 metros de profundidade, possuindo apenas um furo com o nível da água muito discrepante dos demais, este tem profundidade de 9,06 m e foi medido em agosto de 2012 na sondagem SP5.

4.4 Previsão de capacidade de carga do projeto de fundações

O projeto de fundação do empreendimento foi concebido tomando-se como base os métodos semi-empíricos de capacidade de carga, sendo apresentados na Tabela 4.1 as capacidades de carga admissíveis para as todas as estacas do projeto, considerando as profundidades descritas no item 4.2.

Tabela 4.1: Capacidade de carga das estacas do projeto de fundação das juntas A, B e C

Diâmetro da estaca	Ø60	Ø70	Ø80
Capacidade de carga (kN)	1220	1470	1864

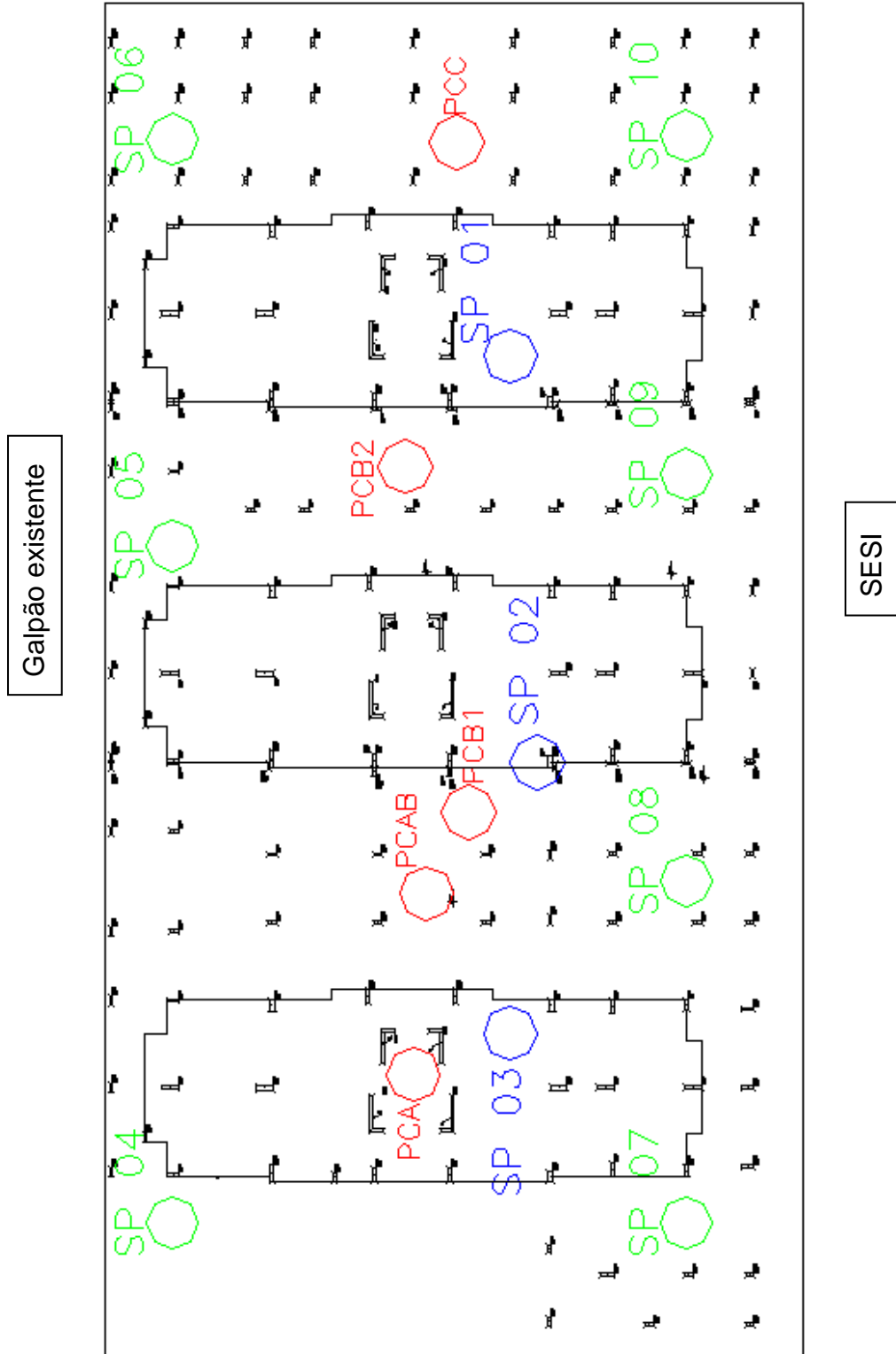
4.5 Prova de carga executadas

Como recomendação do projetista estrutural de fundações foram solicitadas cinco provas de carga estática, sendo elas duas em estacas com diâmetro de 0,7 m, duas em estacas com diâmetro de 0,8 m e uma em estacas com diâmetro de 0,6 m, levando-se em consideração as referidas cargas de trabalho das estacas.

As provas de carga foram denominadas como PCBA, com diâmetro de 0,6 m, PCB1 e PCA, com diâmetros de 0,7m, PCC e PCB2 com diâmetros de 0,8 m.

A Figura 4.1 mostra a localização física das provas de carga e dos furos de sondagens a percussão SPT.

Figura 4.1: Posicionamento das provas de carga e sondagens



Galpão existente

SESI

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Como o empreendimento analisado foram realizadas 05 (cinco) prova de carga estática de tipo lento foram feitas análises para extrapolação da carga última de cada prova de carga, a partir dos métodos de Van der Veen (1953), o método de Décourt (1996), o método de Mazurkiewicz e o método da ABNT NBR 6122 (2010), para obtenção da capacidade de carga de cada estaca ensaiada.

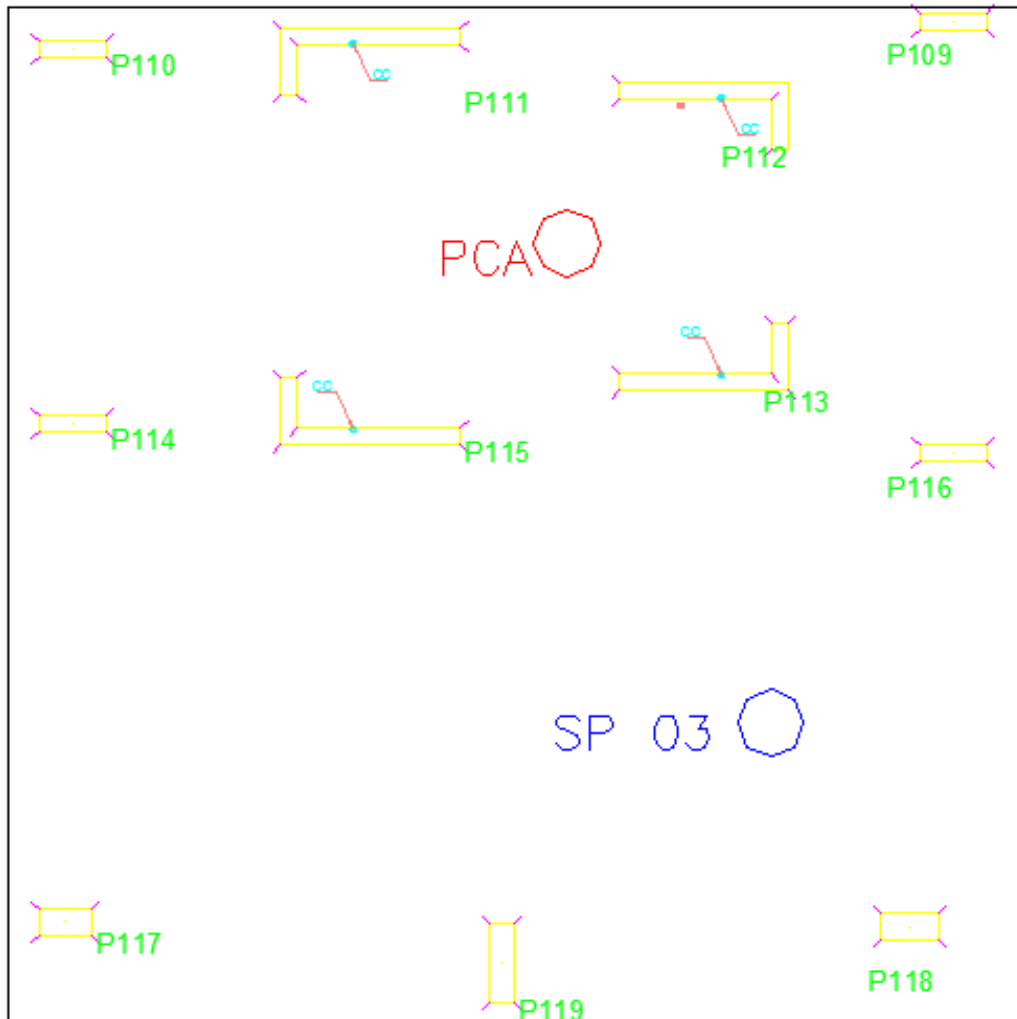
A capacidade de carga das estacas também foram obtidas por meio dos métodos semi-empíricos propostos por Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996). A preferência pelos referidos métodos se justifica pelo fato da fundação estudada ser do tipo hélice contínua, que segundo Alonso *et al.* (2000) são metodologias muito eficientes para esse tipo de fundação.

5.1 Estaca PCA – Junta A

A estaca ensaia PCA não pertence ao conjunto de estacas da obra e foi executada com diâmetro de 0,7 m, comprimento de 15,20 metros e sob um bloco de coroamento com dimensões de 0,80 m x 0,80 m e 0,90 m de altura. A resistência característica (f_{ck}) do concreto utilizado para produzi-la foi de 20MPa e capacidade de carga admissível prevista no projeto de fundação, foi estipulado de 1470 kN.

Esta prova de carga localiza-se na junta A do empreendimento, ao lado das estacas E136 e E110, conforme a Figura 5.1. A mesma foi ensaiada nos dias 14 e 15 de janeiro de 2013.

Figura 5.1: Posicionamento da prova de carga PCA



5.1.1 Resultados da prova de carga estática

A prova de carga foi iniciada por uma carga de 240,4 kN e incrementada por uma carga de 235,4 kN em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo, de 30 (trinta) minutos, conforme a norma. O ensaio foi conduzido até atingir carga total de 2354,4 kN onde foi mantida pelo período de 12 horas, após estabilização dos deslocamentos. A descarga foi realizada conforme a Norma, mantendo-se a carga até a estabilização dos

deslocamentos, no mínimo, em 15 minutos, seguida por estágio de descarga de 588,6 kN, até descarga total da estaca.

A Figura 5.2 apresenta os resultados obtidos da PCA em termos de recalque último medido em função da carga aplicada. Nesta observam-se duas mudanças de comportamentos da estaca, a primeira refere-se a carga de 593,7 kN que indica o ponto onde o conjunto bloco de coroamento+fuste+base começa a trabalhar em conjunto, e a segunda a 1801,1 kN que indica possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca, este comportamento fica mais claro quando os resultados são expressos em função logarítmica da carga, apresentado na Figura 5.3.

Figura 5.2: Curva carga x recalque (estaca PCA)

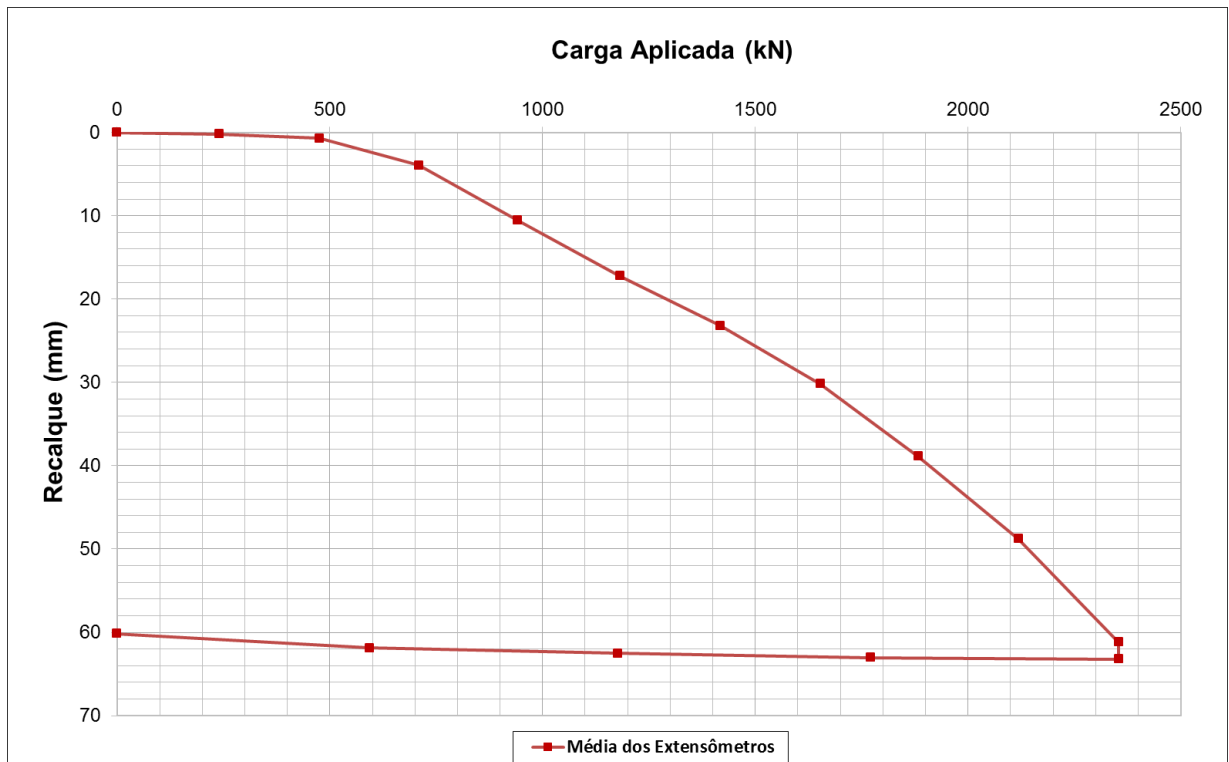


Figura 5.3: Curva carga-recalque em função logarítmica (estaca PCA)



A estaca PCA apresentou recalque final de 63,21 mm, o que corresponde a 9,03% do diâmetro total da estaca.

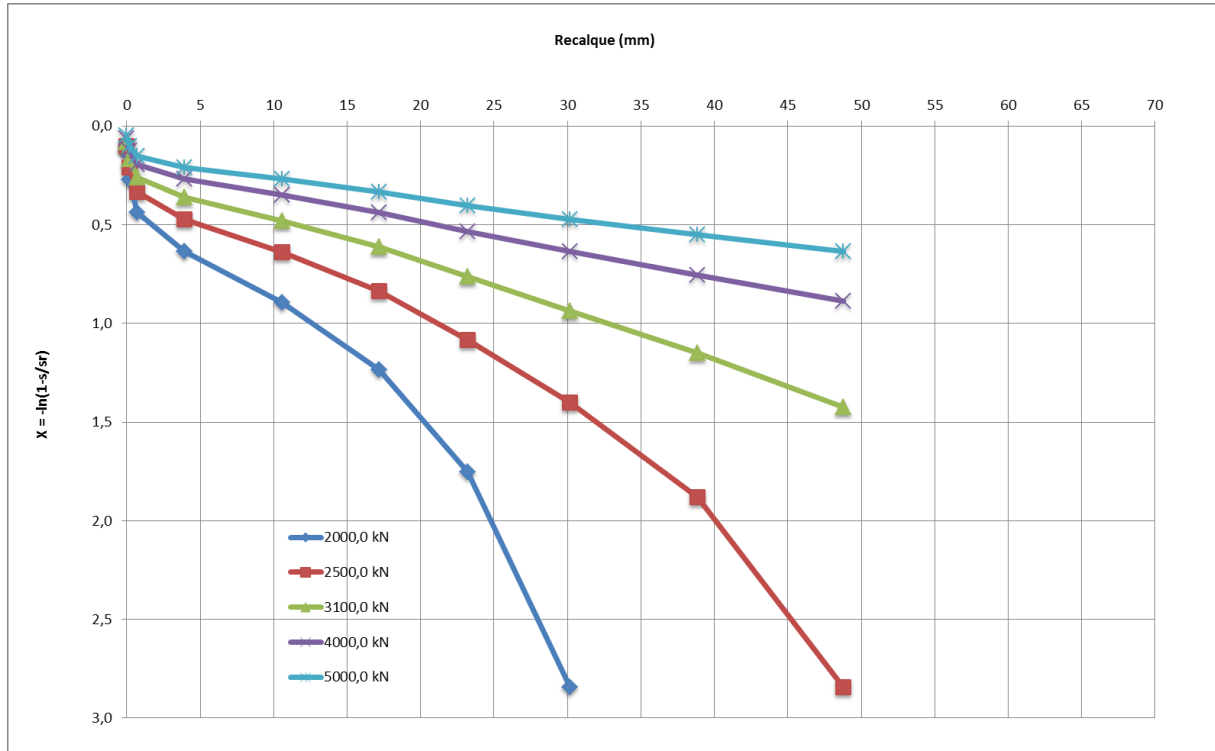
5.1.2 Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque

5.1.2.1 Método de Van der Veen (1953)

A Figura 5.4 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo método de Van der Veen (1953). O valor estimado para a carga de ruptura da estaca foi de 3100 kN, devido ao fato do gráfico referente a tal carregamento ser o que mais se aproxima de uma reta.

Assim obtém-se a carga de trabalho para a estaca, que através deste método será de 1550 kN, para um fator de segurança (FS) de 2,0.

Figura 5.4: Método de Van der Veen (estaca PCA)

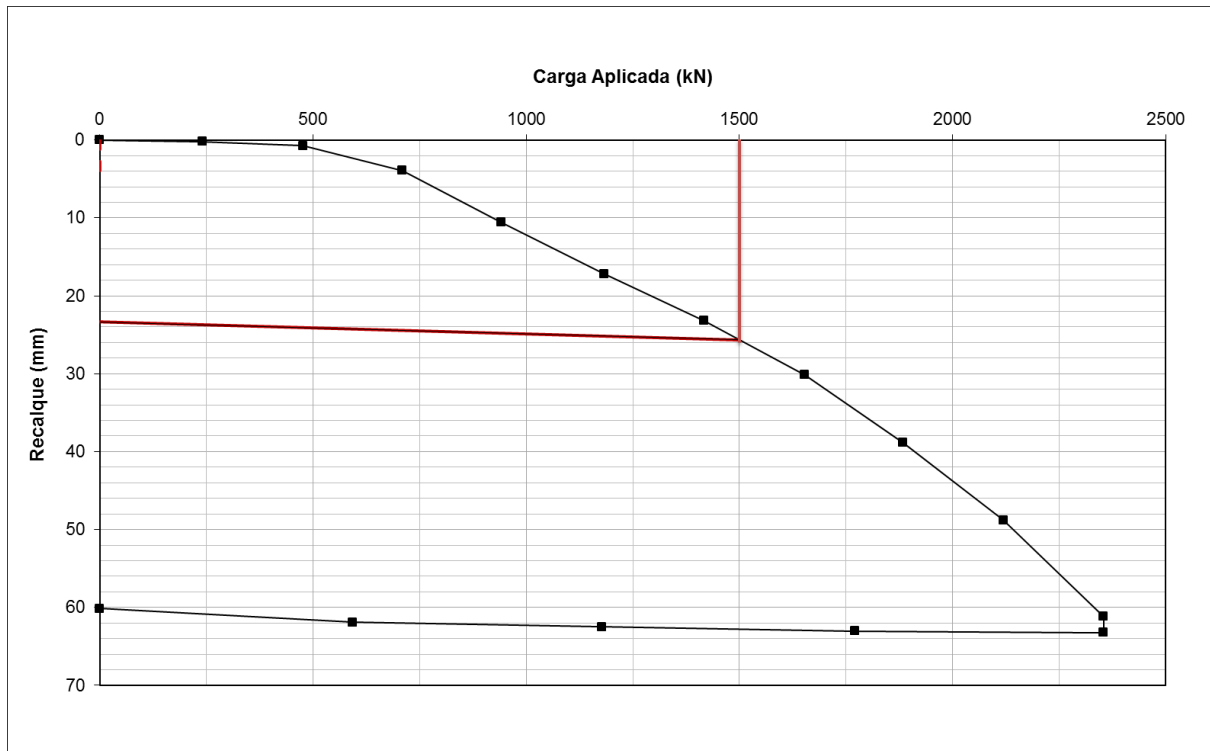


5.1.2.2 Método da ABNT NBR 6122 (2010)

O valor estimado para a carga de ruptura da estaca, utilizando o método da Norma, foi de 1496 kN e recalque correspondente de 25,69 mm, correspondendo a 3,67% do diâmetro, a Figura 5.5 apresenta tais resultados de estimativa de carga de última.

Desta maneira, pode-se determinar a capacidade de carga da estaca ensaiada para este método, a capacidade de carga admissível será de 748 kN, utilizando FS = 2,0

Figura 5.5: Método da norma ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCA)

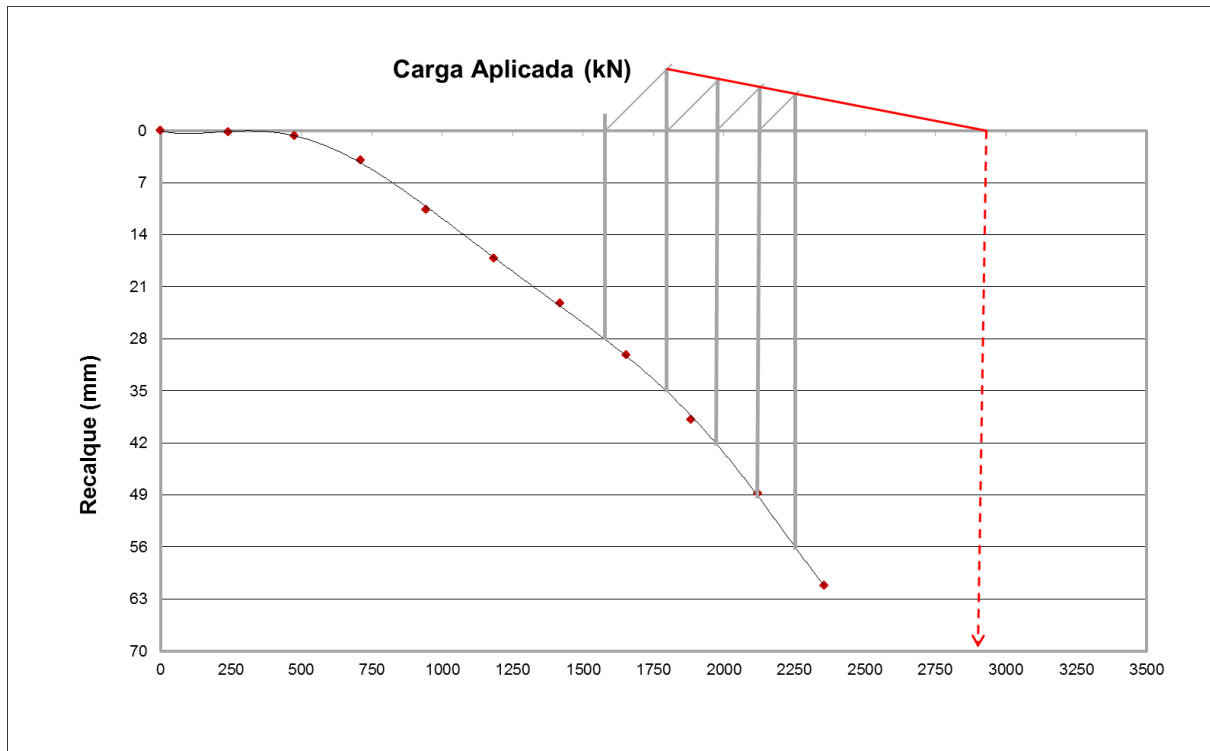


5.1.2.3 Método de Mazurkiewicz (1972)

A Figura 5.6 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo Método de Mazurkiewicz (1972). O valor estimado para carga de ruptura da estaca foi de, aproximadamente, 2850 kN.

A capacidade de carga admissível será de 1425 kN, utilizando $FS = 2,0$.

Figura 5.6: Método de Mazurkiewicz (estaca PCA)



5.1.2.4 Método de Rigidez (1996)

Para o cálculo do método da Rigidez foi utilizado uma planilha em formato Excel fornecida pelo Professor Luciano Décourt. A Figura 5.7 demonstra o comportamento da estaca PCA quando extrapola-se sua curva carga x recalque.

Observa-se nas Figuras 5.7 a carga última da estaca estudada, no caso PCA, sendo a esta igual a 2476 kN, pode-se observar na Figura 5.8 a separação do domínio de ponta e do atrito lateral.

Figura 5.7: Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCA)

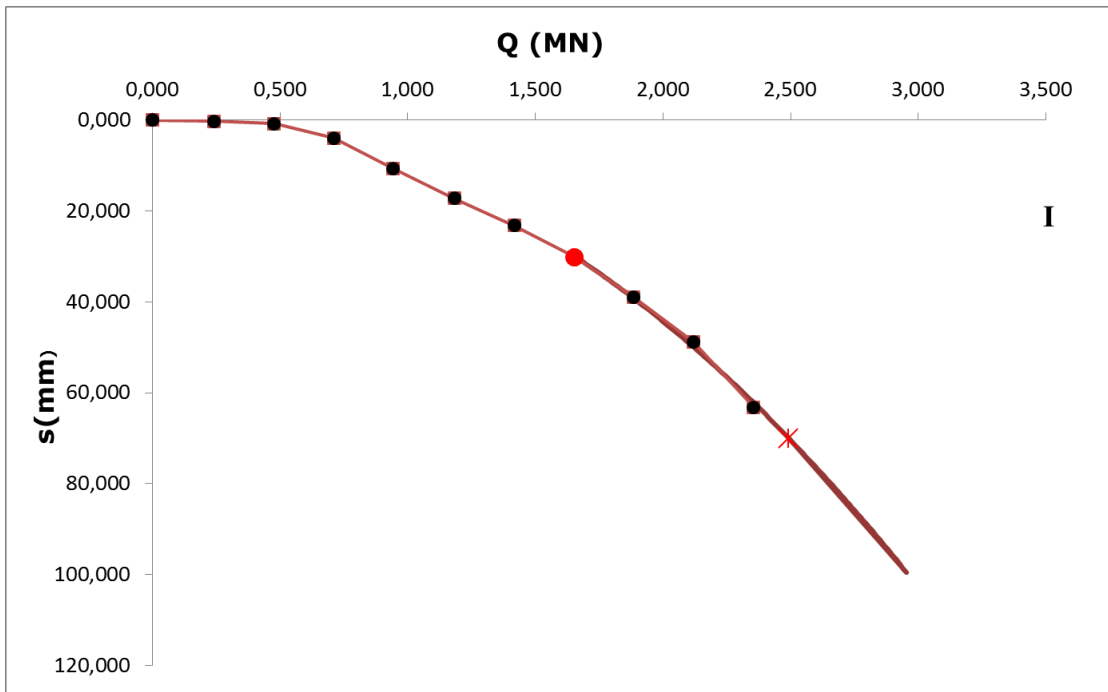
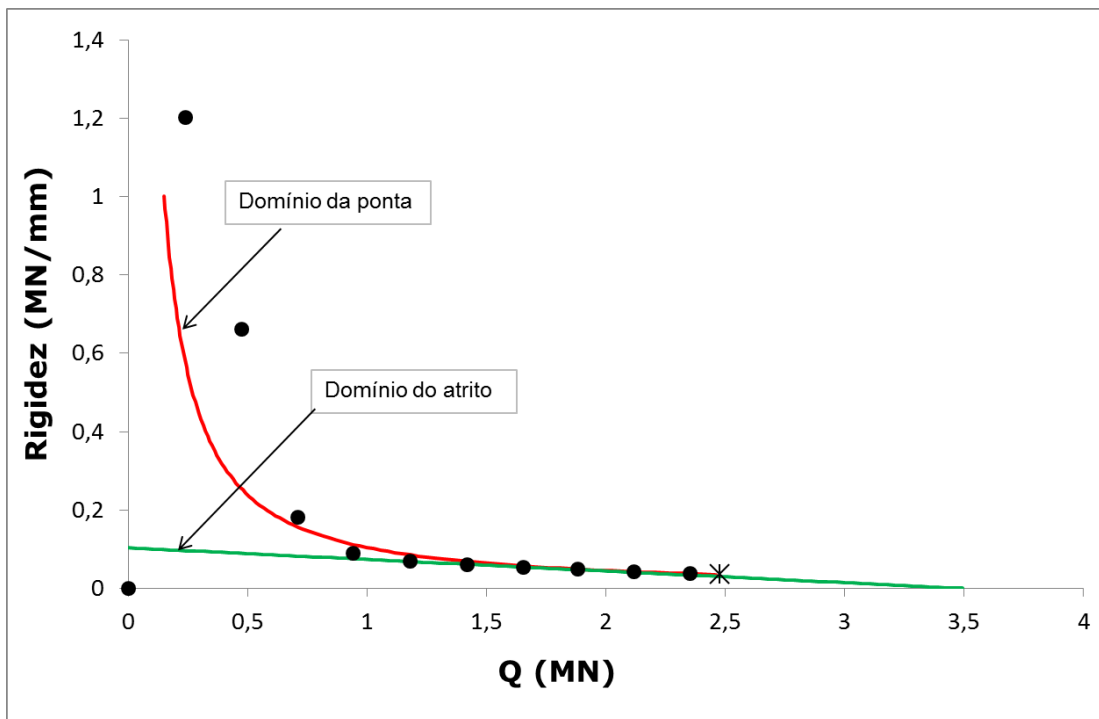


Figura 5.8: Gráfico da rigidez (estaca PCA)



5.1.2.5 Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação

A Tabela 5.1 apresenta em resumo as capacidades de carga referentes aos métodos anteriormente das curvas carga x recalque, com fator de segurança global de 2,0.

Tabela 5.1: Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCA com FS = 2

	Van der Veen (kN)	Norma	Mazurkiewicz	Décourt
Ruptura	3100	1496	2850	2476
Admissível	1550	748	1425	1238

5.1.3 Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos

Para a realização deste estudo obteve-se a capacidade de carga das estacas pelos métodos semi-empíricos, com auxílio de uma planilha do programa Microsoft Excel 2010, para cada furo de sondagem e seus valores médios, com os três últimos metros embutidos em solo impenetrável (SPT > 40). Estas considerações foram adotadas para todas as estacas.

Nas Tabelas 5.2 a 5.4 mostram-se os parâmetros de entrada utilizados nos cálculos de capacidade de carga por meio dos métodos de Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996), adotados para todas as estacas respectivamente.

Tabela 5.2: Tabela de valores para Décourt & Quaresma (1978)

Décourt & Quaresma (1978)	
K (kN/m ²)	120
β	1,0
α	0,3

Tabela 5.3: Tabela de valores para Alonso (1996)

Alonso (1996)	
β_2	100

Tabela 5.4: Tabela de valores para Antunes & Cabral (1996)

Antunes & Cabral (1996)	
β_3	1,5
β_4	3,0

Para complementar a análise, foi obtida a capacidade estrutural de carga da estaca, considerando a Equação 3.9.

Tabela 5.5: Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empíricos e capacidade de carga estrutural para a estaca PCA

Ø70 (em kN)	SP01	SP02	SP03	Todos os SPS	Capacidade estrutural
Décort & Quaresma (1978)	873,1	1089,0	941,7	853,5	2070
Alonso (1996)	1432,3	1687,3	1530,4	1550,0	2070
Antunes & Cabral (1996)	1393	1559,8	1432,3	1461,7	2070

Tabela 5.6: Média de todas as capacidades de carga, estaca PCA

Diâmetro (m)	Capacidade de carga (kN)
0,7	1317

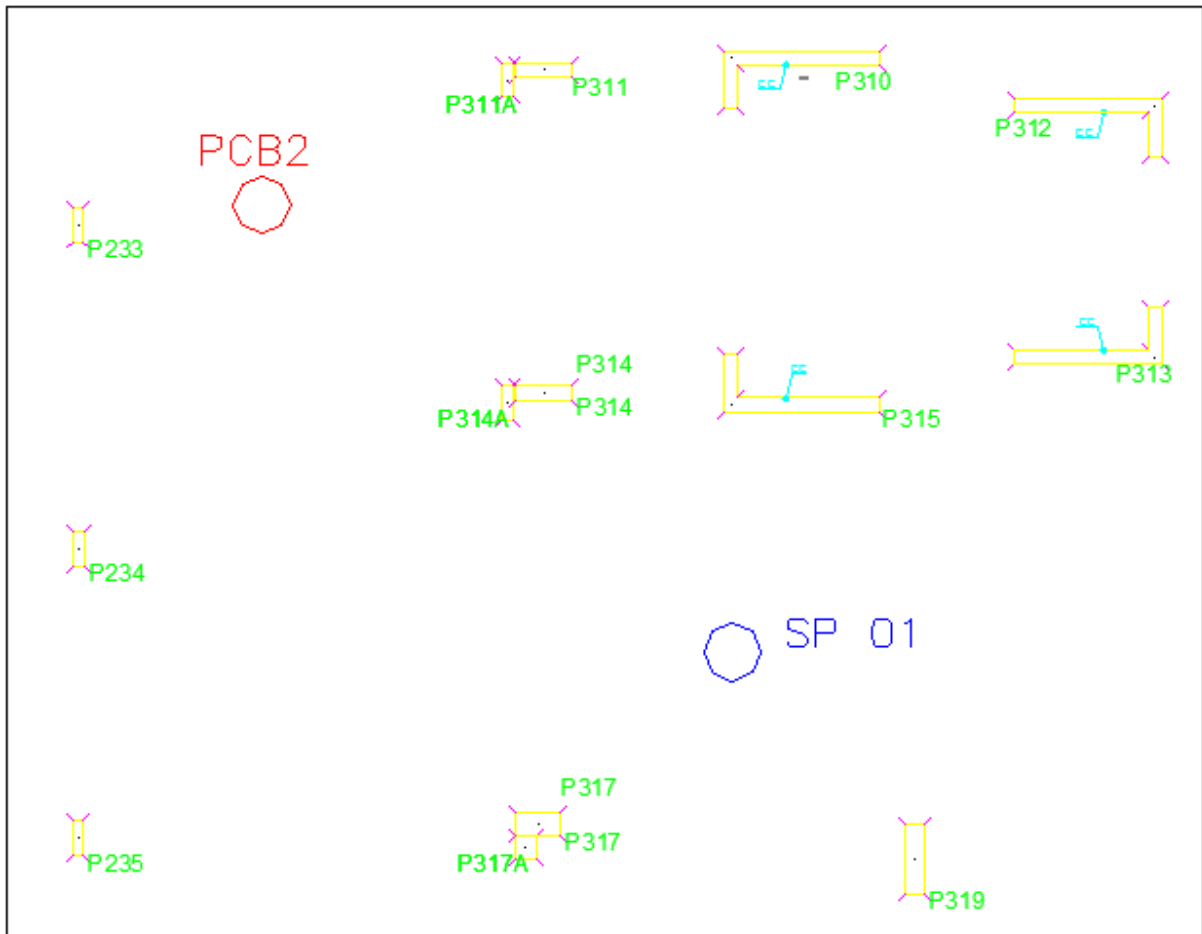
Vale ressaltar, que as capacidades de carga considerando o desempenho das estacas em termos de recalque serão apresentadas no item 6.1, para um recalque médio admissível de 15 mm.

5.2 Estaca PCB2 – Juntas B e C

A estaca ensaia PCB2 não pertence ao conjunto de estacas da obra e foi executada com diâmetro de 0,8 m, comprimento de 16,08 m e sob o bloco de coroamento com dimensões de 0,90 m x 0,90 m e 1,00 m de altura. A resistência característica (f_{ck}) do concreto utilizado para produzi-la foi de 20MPa e capacidade de carga admissível prevista no projeto de fundação de 1863,9 kN.

Esta prova de carga localiza-se entre as juntas B e C do empreendimento, e está posicionada ao lado das estacas E233 e E310, conforme a Figura 5.9. A mesma foi ensaiada nos dias 18 e 19 de janeiro de 2013.

Figura 5.9: Posicionamento da prova de carga PCB2



5.2.1 Resultados da prova de carga estática

A prova de carga foi iniciada por uma carga de 240,4 kN e incrementada por uma carga de 295,3 kN em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo de 30 (trinta) minutos, conforme a norma. O ensaio foi conduzido até atingir carga total de 2825,3 kN onde foi mantida pelo período de 12 horas, após estabilização dos deslocamentos. A descarga foi

realizada conforme a Norma, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo em 15 minutos, seguida por estágio de descarga de 706,3 kN, até descarga total da estaca.

A Figura 5.10 apresenta os resultados obtidos da PCB2 em termos de recalque último medido em função da carga aplicada. Nesta, observam-se duas mudanças de comportamentos da estaca, a primeira refere-se a carga de 1052,7 kN que indica o ponto onde o conjunto bloco de coroamento+fuste+base começa a trabalhar em conjunto, e a segunda a 1948,6 kN que indica possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca, este comportamento fica mais claro quando os resultados são expressos em função logarítmica da carga, apresentado na Figura 5.11.

Figura 5.10: Curva carga x recalque (estaca PCB2)

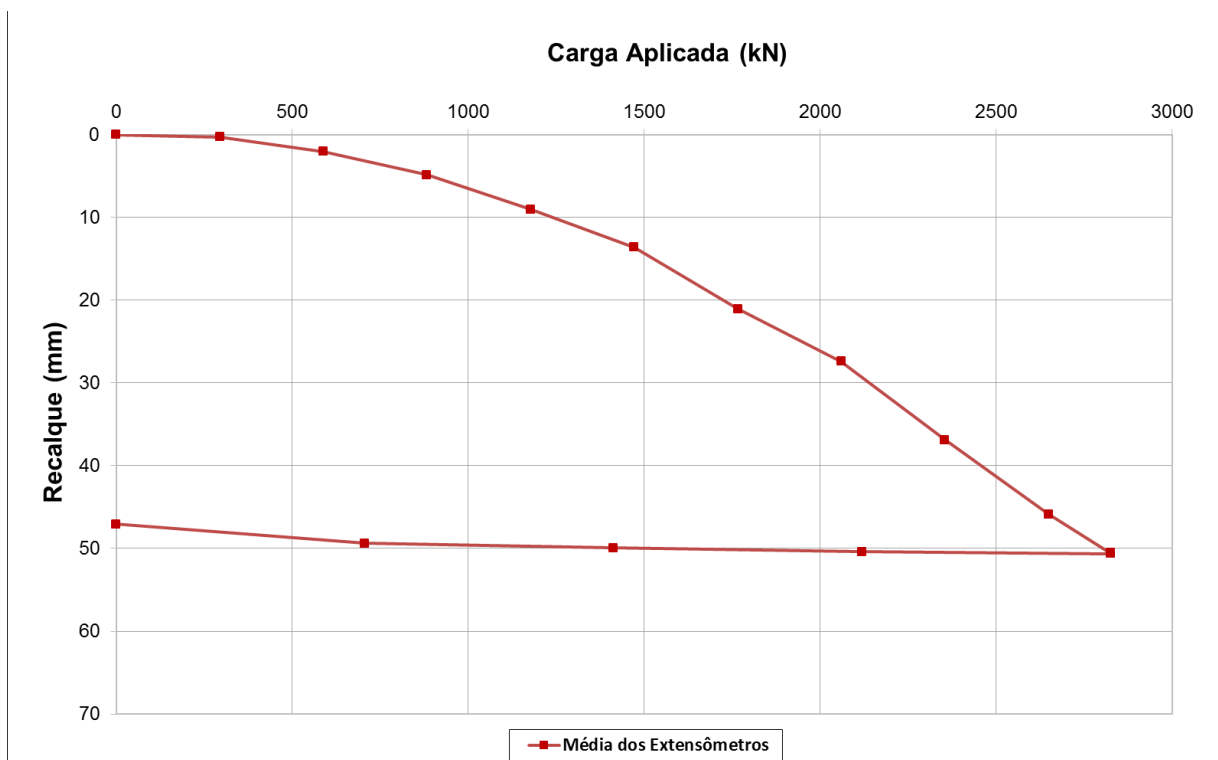
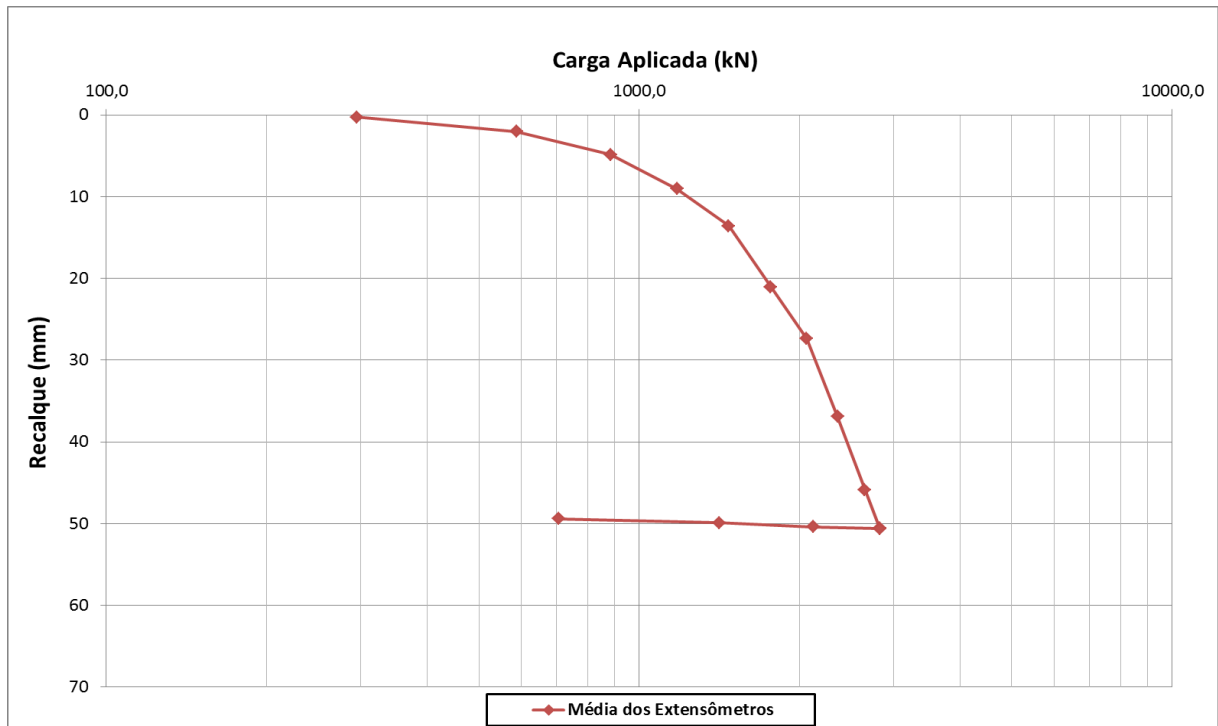


Figura 5.11: Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCB2)



A estaca PCB2 apresentou recalque final de 50,64 mm, o que corresponde a 6,33% do diâmetro total da estaca.

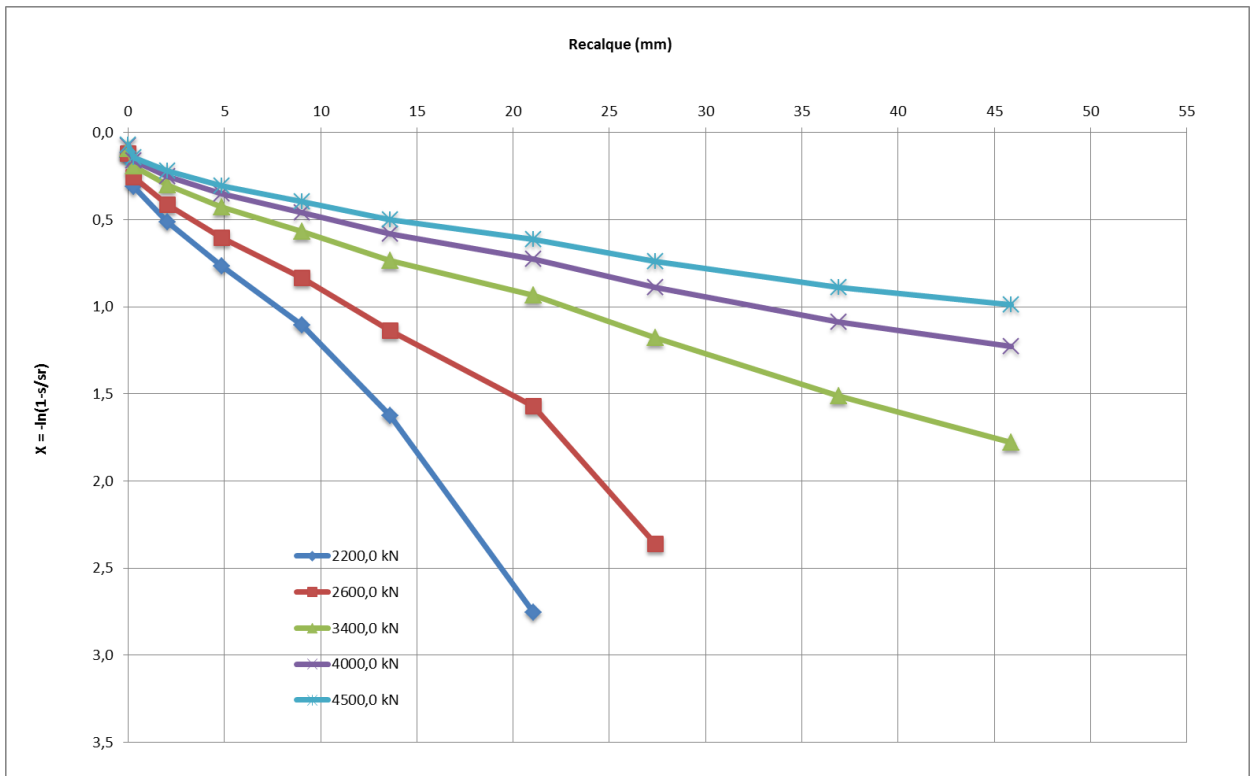
5.2.2 Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque

5.2.2.1 Método de Van der Veen (1953)

A Figura 5.12 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo método de Van der Veen (1953). O valor estimado para a carga de ruptura da estaca foi de 3400 kN, devido ao fato do gráfico referente a tal carregamento ser o que mais se aproxima de uma reta.

Assim obtém-se a carga de trabalho para a estaca, que através deste método será de 1700 kN, para $FS = 2,0$.

Figura 5.12: Método de Van der Veen (estaca PCB2)

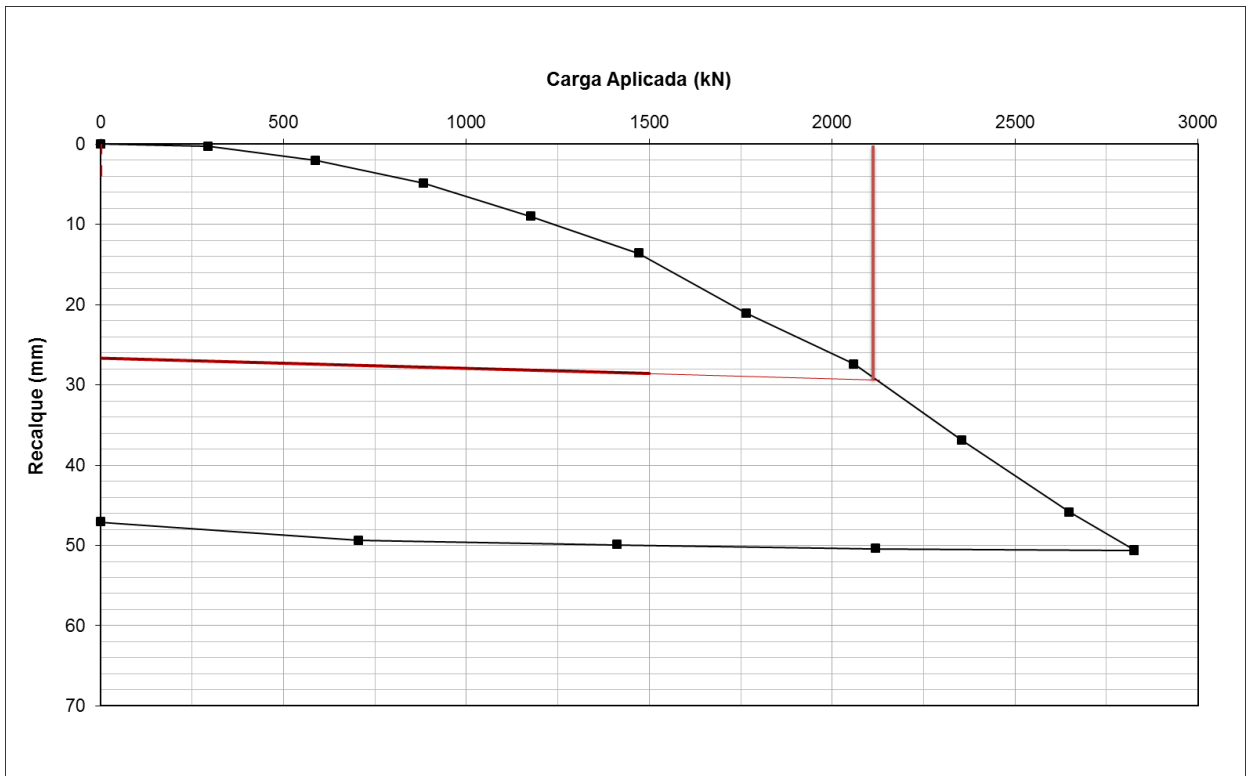


5.2.2.2 Método da ABNT NBR 6122 (2010)

O valor estimado para a carga de ruptura da estaca utilizando o método da Norma foi de 2115,4 kN e recalque correspondente de 29,37 mm, que corresponde a 3,67% do diâmetro, a Figura 5.13 apresenta tais resultados de estimativa de carga de última.

Desta maneira pode-se determinar a capacidade de carga da estaca ensaiada para este método, a capacidade de carga admissível será de 1057,7 kN, utilizando FS = 2,0.

Figura 5.13: Método de ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCB2)

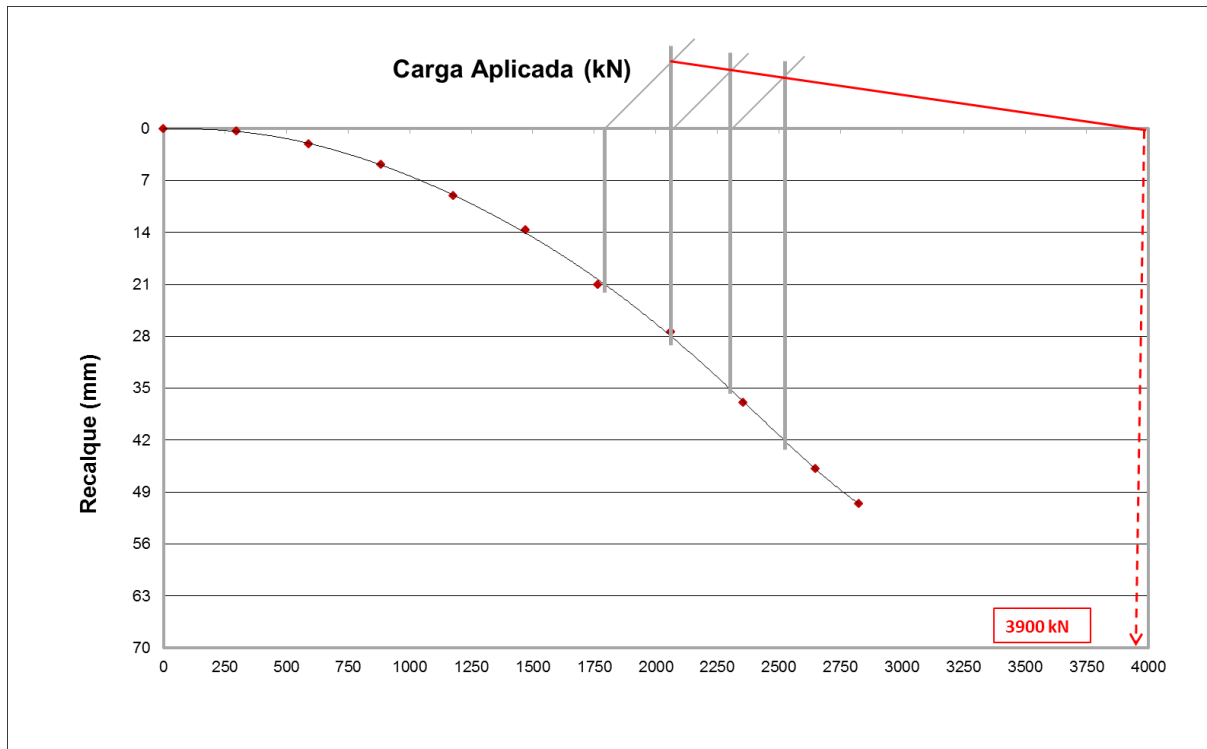


5.2.2.3 Método de Mazurkiewicz (1972)

A Figura 5.14 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo Método de Mazurkiewicz (1972). O valor estimado para carga de ruptura da estaca foi de, aproximadamente, 3900 kN.

A capacidade de carga admissível será de 1950 kN, utilizando $FS = 2,0$.

Figura 5.14: Método de Mazurkiewicz (estaca PCB2)



5.2.2.4 Método da rigidez (1996)

Para o cálculo do método da Rigidez foi utilizado uma planilha em formato Excel fornecida pelo Professor Luciano Décourt. A Figura 5.15 demonstra o comportamento da estaca PCB2 quando extrapola-se sua curva carga x recalque.

Observa-se nas Figuras 5.15 a carga última da estaca estudada, no caso PCB2, sendo a esta igual a 3656 kN, pode-se observar na Figura 5.16 a separação do domínio de ponta e do atrito lateral.

Figura 5.15: Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PB2)

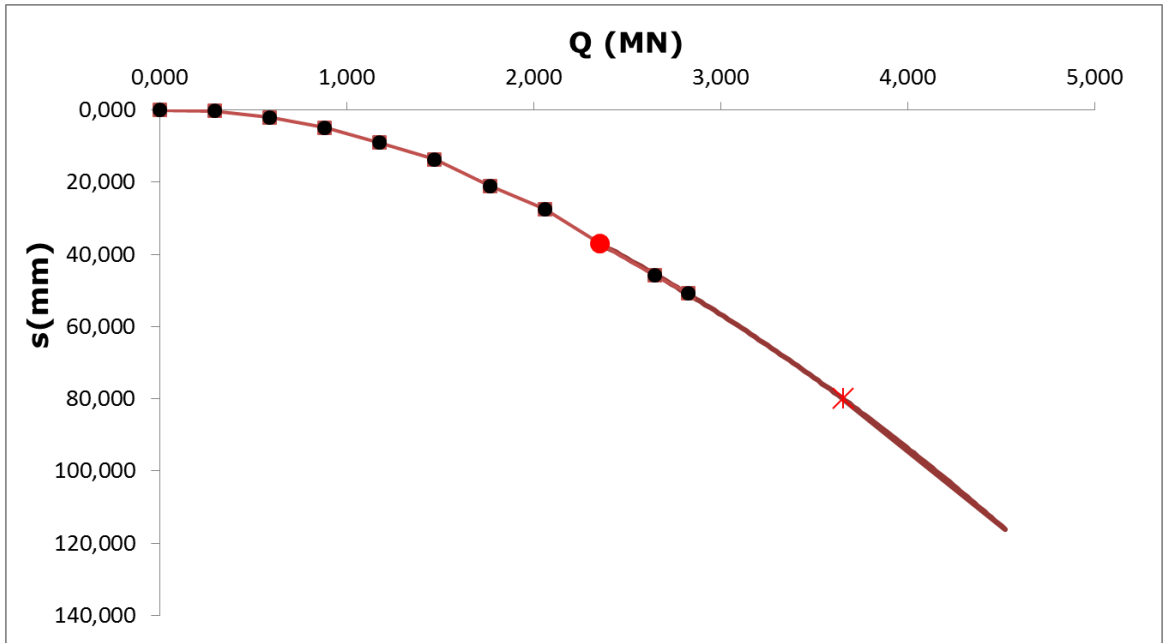
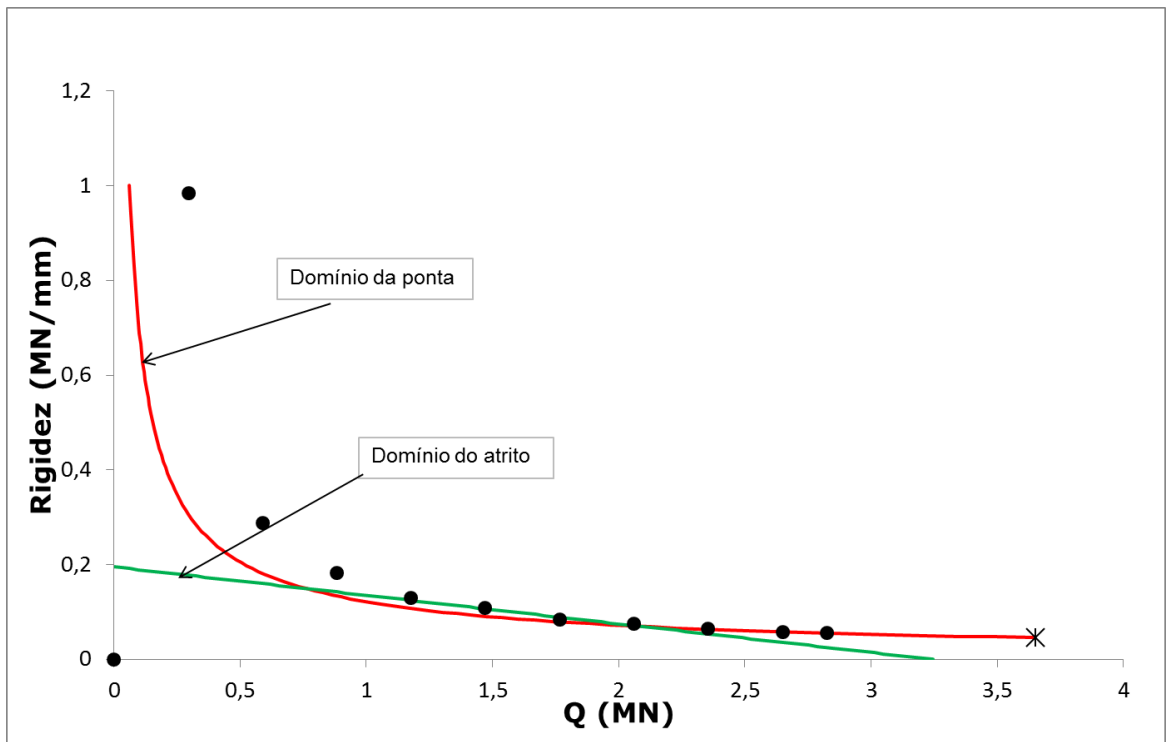


Figura 5.16: Gráfico da rigidez (estaca PCB2)



5.2.2.5 Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação

A Tabela 5.7 apresenta em resumo as capacidade de carga referentes aos métodos de extrapolação das curvas carga recalque, com fator de segurança global de 2,0.

Tabela 5.7: Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCB2 com FS = 2

Em kN	Van der Veen	Norma	Mazurkiewicz	Décourt
Ruptura	3400	2115,4	3900	3656
Admissível	1700	1057,7	1950	1828

5.2.3 Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos

Para a realização deste estudo obteve-se a capacidade de carga das estacas pelos métodos semi-empíricos, com auxílio de uma planilha do programa Microsoft Excel 2010, para cada furo de sondagem e seus valores médios, com os três últimos metros embutidos em solo impenetrável (SPT > 40). Estas considerações foram adotadas para todas as estacas.

A Tabela 5.8 mostra a compilação de resultados obtidos para cálculo de capacidade de carga pelos métodos de Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996) para o diâmetro de 0,8 m e 16 metros de profundidade.

Os parâmetros de entrada do solo utilizados nos métodos semi-empírico de cálculo de capacidade de carga estão dispostos nas tabelas 5.2 a 5.3 no item 5.1.3.

Tabela 5.8: Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empíricos e capacidade de carga estrutural para a estaca, estaca PCB2 e PCC

Ø80 (em kN)	SP01	SP02	SP03	Todos os SPs	Capacidade estrutural
Décort & Quaresma (1978)	1248,8	1491,1	1333,2	1353,8	2712,0
Alonso (1996)	2023,8	2315,2	2158,2	2168,0	2712,0
Antunes & Cabral (1996)	1873,7	2070,0	1942,4	1962,0	2712,0

Pode-se, ainda, realizar a média de todos os resultados de capacidade de carga referentes a Tabela 5.8, esta capacidade seria a média de todas a sondagens e dos três métodos estudados, conforme Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Média de todas as capacidades de carga, estaca PCB2 e PCC

Diâmetro (m)	Capacidade de carga (kN)
0,8	1828,35

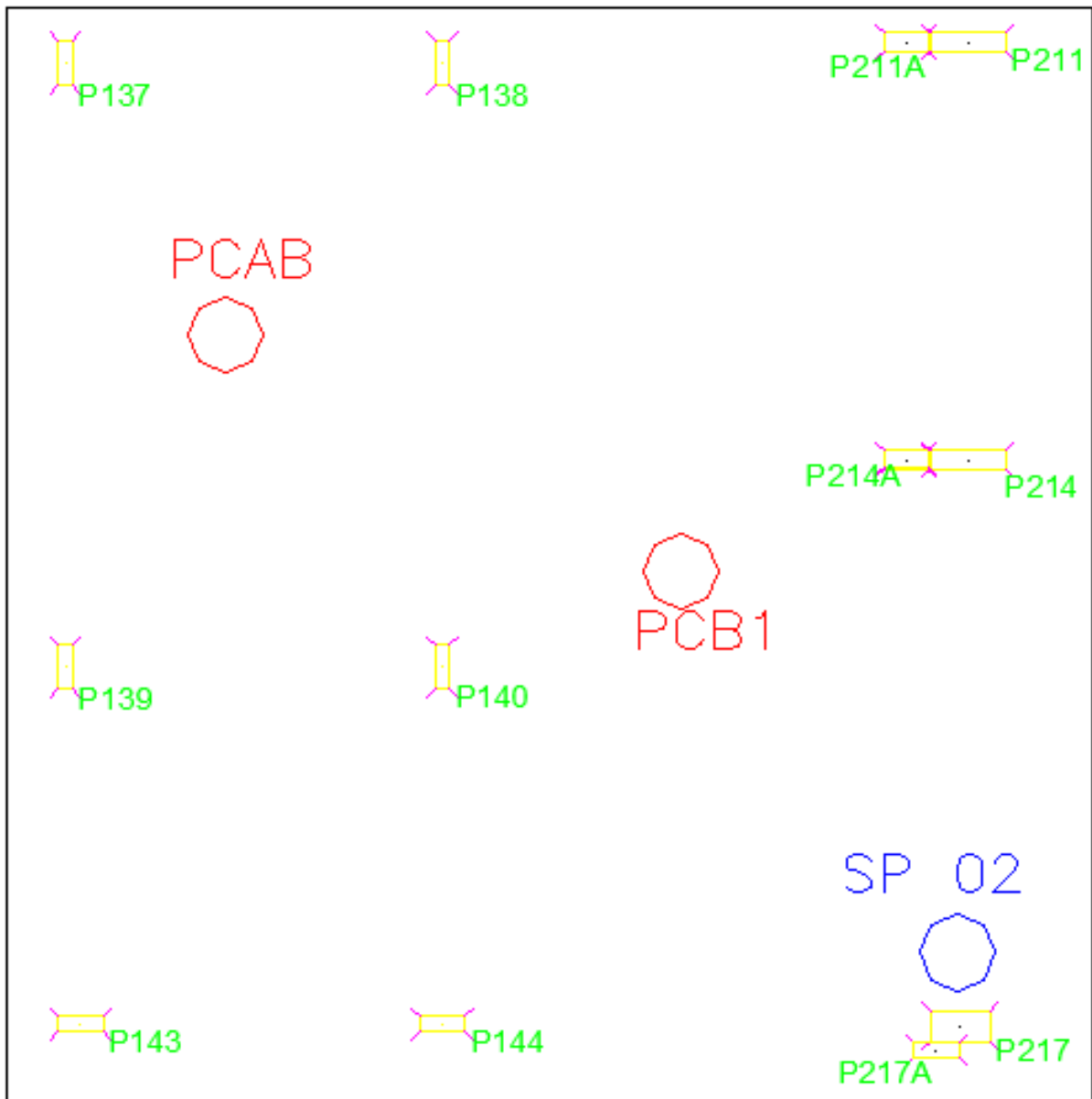
Vale ressaltar, que as capacidades de carga considerando o desempenho das estacas em termos de recalque serão apresentadas no item 6.2 , para um recalque médio admissível de 15 mm.

5.3 Estaca PCB1 – Juntas A e B

A estaca ensaia PCB1 não pertence ao conjunto de estacas da obra e foi executada com diâmetro de 0,7 m, comprimento de 16,30 m e sob o bloco de coroamento com dimensões de 0,80 m x 0,80 m e 0,90 m de altura. A resistência característica (f_{ck}) do concreto utilizado para produzi-la foi de 20MPa e capacidade de carga admissível prevista no projeto de fundação de 1471,5 kN.

Esta prova de carga localiza-se entre as juntas A e B do empreendimento, e está posicionada ao lado das estacas E149 e E214, conforme a Figura 5.17. A mesma foi ensaiada nos dias 07 e 08 de fevereiro de 2013.

Figura 5.17: Posicionamento da prova de carga PCB1



5.3.1 Resultados da prova de carga estática

A prova de carga foi iniciada por uma carga de 240,4 kN e incrementada por uma carga de 235,4 kN em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo, de 30 (trinta) minutos, conforme a Norma. O ensaio foi conduzido até atingir carga total de 2354,4 kN onde foi mantida pelo período de 12 horas, após estabilização dos deslocamentos. A descarga foi realizada conforme a norma, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo em 15 minutos, seguida por estágio de descarga de 588,6 kN, até descarga total da estaca.

A Figura 5.18 apresenta os resultados obtidos da PCB1 em termos de recalque último medido em função da carga aplicada. Nesta observam-se duas mudanças de comportamentos da estaca, a primeira refere-se a carga de 672,1 kN que indica o ponto onde o conjunto bloco de coroamento+fuste+base começa a trabalhar em conjunto, e a segunda a 1383,2 kN que indica possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca, este comportamento fica mais claro quando os resultados são expressos em função logarítmica da carga, apresentado na Figura 5.19.

Figura 5.18: Curva carga x recalque (estaca PCB1)

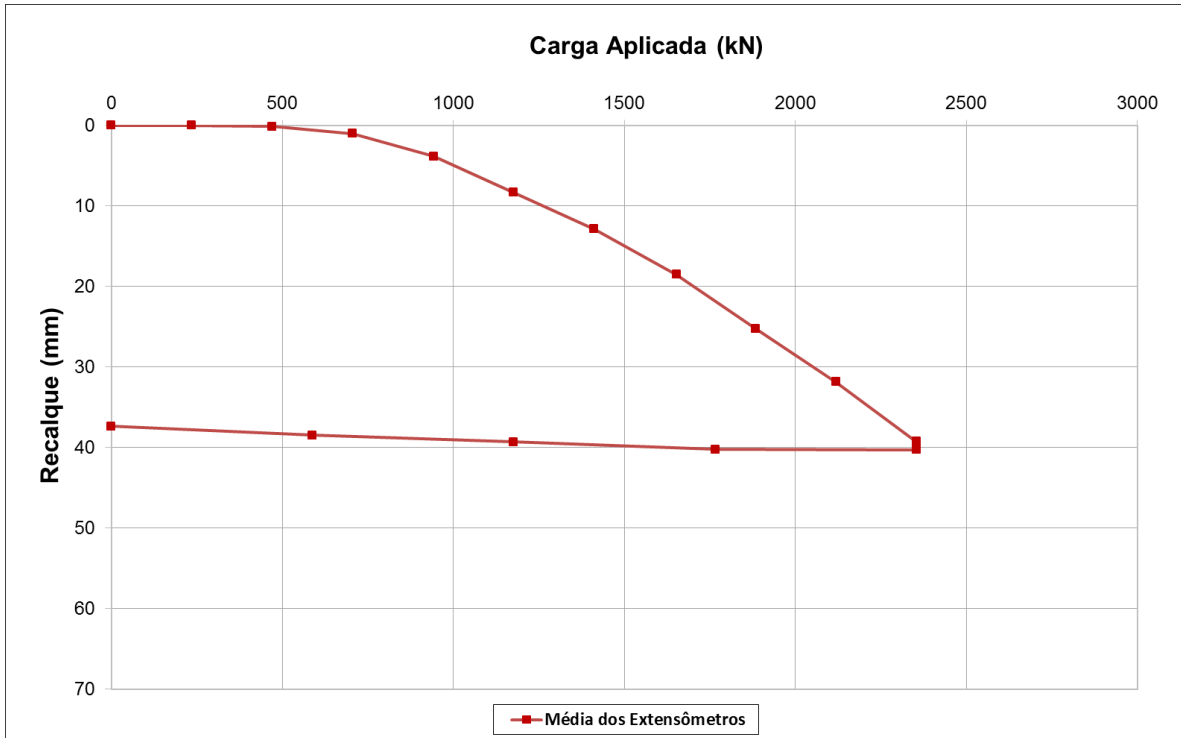
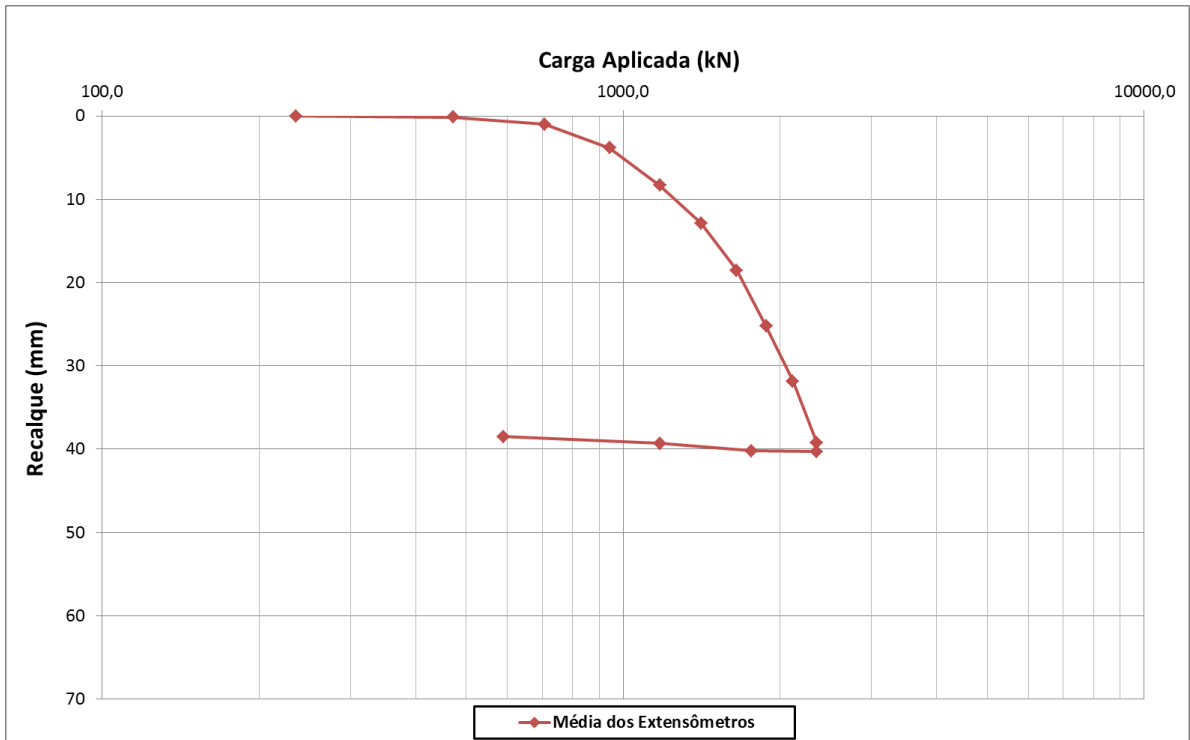


Figura 5.19: Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCB1)



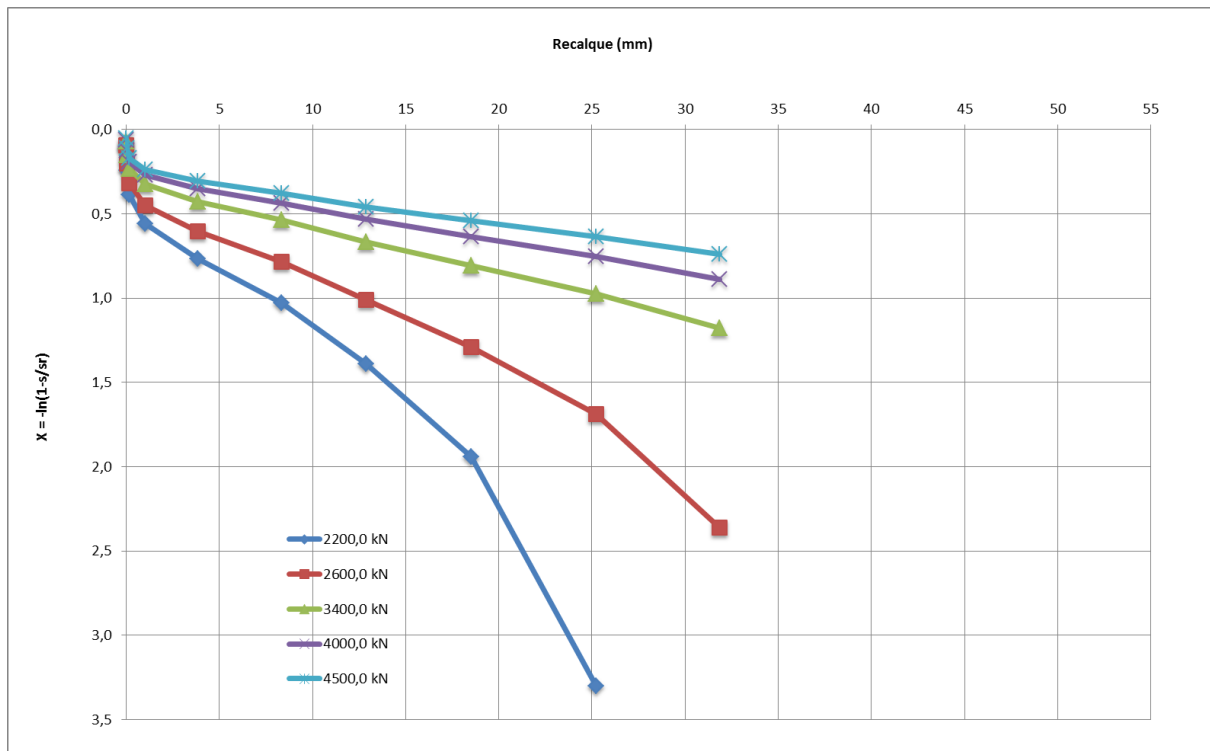
A estaca PCB1 apresentou recalque final de 40,29 mm, o que corresponde a 5,76% do diâmetro total da estaca.

5.3.2 Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque

5.3.2.1 Método de Van der Veen (1953)

A Figura 5.20 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo método de Van der Veen (1953). O valor estimado para a carga de ruptura da estaca foi de 3400 kN, devido ao fato do gráfico referente a tal carregamento ser o que mais se aproxima de uma reta.

Figura 5.20: Método de Van der Veen (estaca PCB1)

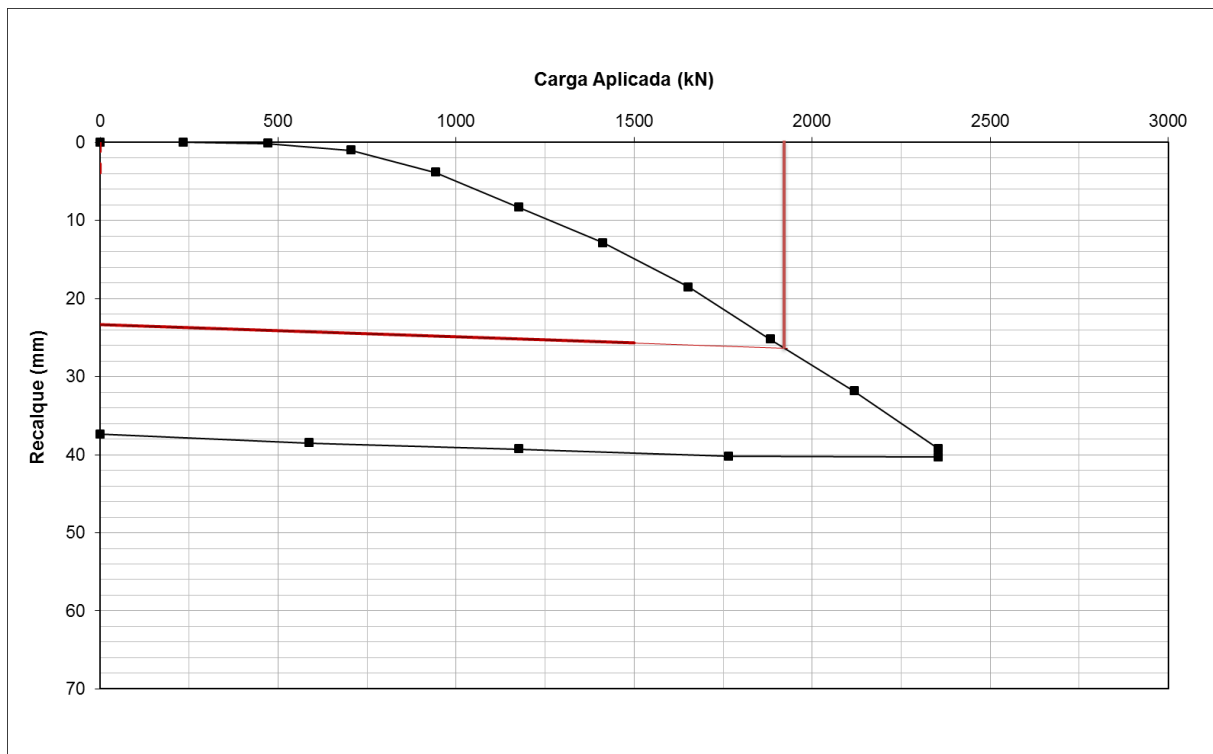


Assim, obtém-se a carga de trabalho para a estaca, a qual, através deste método, será de 1700,07 kN, para $FS = 2,0$.

5.3.2.2 Método da ABNT NBR 6122 (2010)

O valor estimado para a carga de ruptura da estaca, utilizando o método da Norma, foi de 1903,7 kN e recalque correspondente de 26,30 mm, que corresponde a 3,75% do diâmetro, a Figura 5.21 apresenta tais resultados de estimativa de carga de última.

Figura 5.21: Método da ABNT NBR 6122 (1020) (estaca PCB1)

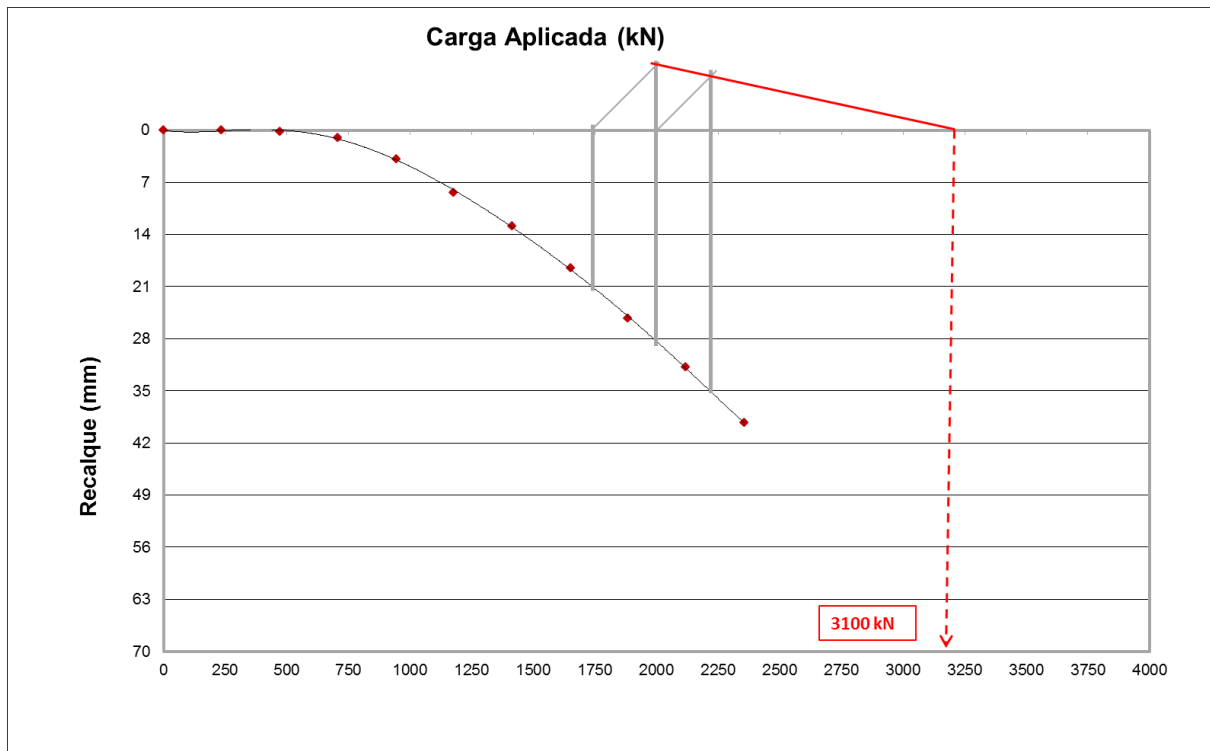


Desta maneira, é possível determinar a capacidade de carga da estaca ensaiada para este método, a capacidade de carga admissível será de 951,85 kN, utilizando $FS = 2,0$.

5.3.2.3 Método de Mazurkiewicz (1972)

A Figura 5.22 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo Método de Mazurkiewicz (1972). O valor estimado para carga de ruptura da estaca foi de, aproximadamente, 3900 kN.

Figura 5.22: Método de Mazurkiewicz (estaca PCB1)



Com isto, pode-se calcular a capacidade de carga admissível que, através de $FS = 2.0$, será de 1950 kN.

5.3.2.4 Método da rigidez (1996)

Para o cálculo do método da Rigidez foi utilizado uma planilha em formato Excel fornecida pelo Professor Luciano Décourt. A Figura 5.23 demonstra o comportamento da estaca PCB1 quando extrapola-se sua curva carga x recalque.

Figura 5.23: Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCB1)

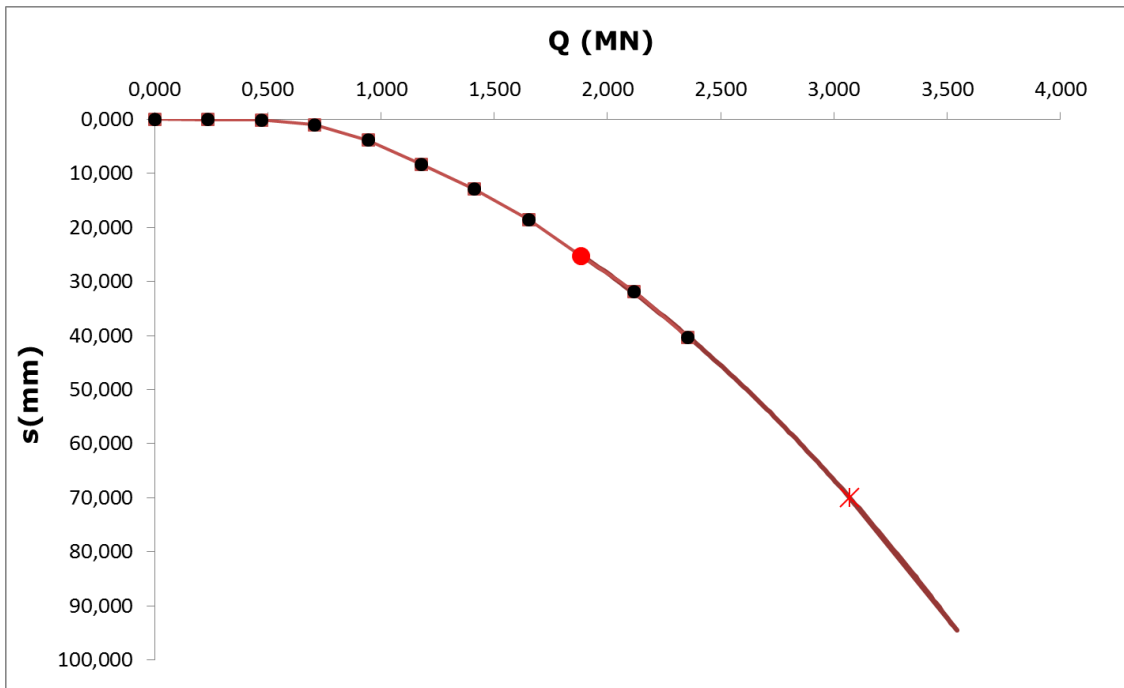
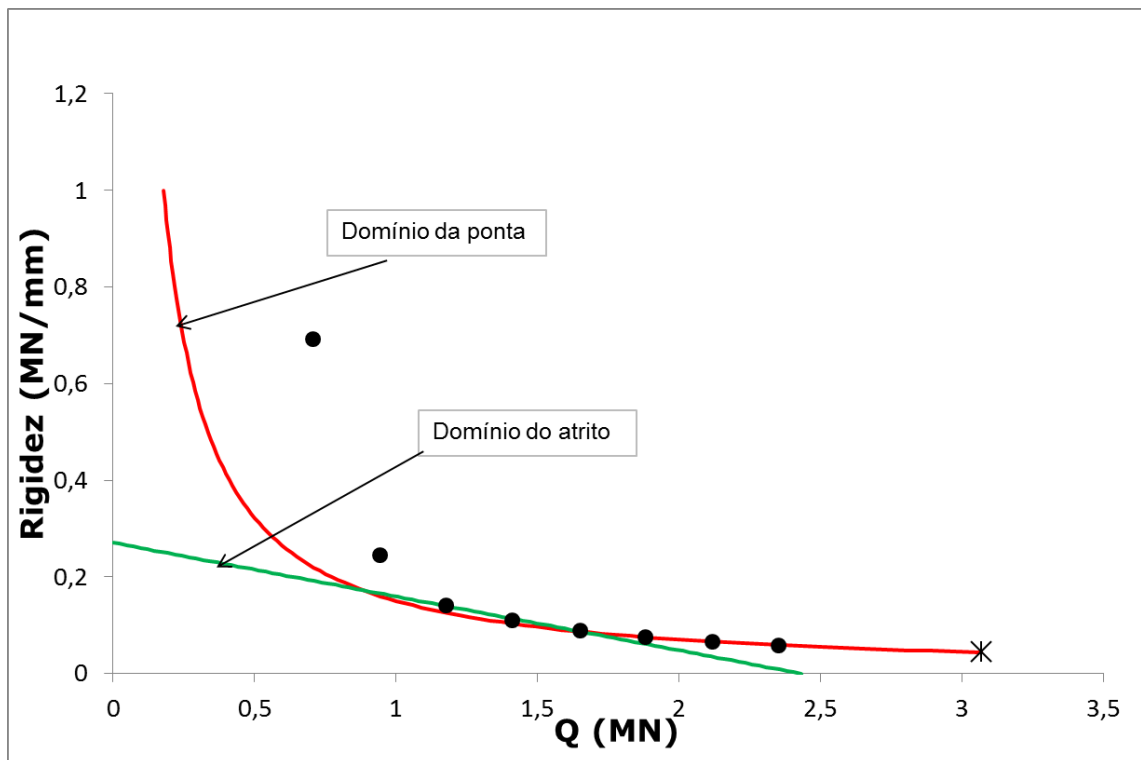


Figura 5.24: Gráfico da rigidez (estaca PCB1)



Observa-se nas Figuras 5.23 a carga última da estaca estudada, no caso PCB1, sendo a esta igual a 3070 kN, pode-se observar na Figura 5.24 a separação do domínio da ponta e de atrito lateral.

5.3.2.5 Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação

A Tabela 5.10 apresenta em resumo as capacidade de carga referentes aos métodos de extrapolação das curvas carga recalque, com fator de segurança global de 2,0.

Tabela 5.10: Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCB1 com FS = 2

Em kN	Van der Veen	Norma	Mazurkiewicz	Décourt
Ruptura	3400	1903,7	3900	3070
Admissível	1700	951,8	1950	1535

5.3.3 Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos

Para a realização deste estudo obteve-se a capacidade de carga das estacas pelos métodos semi-empíricos, com auxílio de uma planilha do programa Microsoft Excel 2010, para cada furo de sondagem e seus valores médios, com os três últimos metros embutidos em solo impenetrável (SPT > 40). Estas considerações foram adotadas para todas as estacas.

A Tabela 5.11 demonstra a compilação de resultados obtidos para cálculo de capacidade de carga pelos métodos de Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996) para o diâmetro de 0,7 m e 16 metros de profundidade.

Os parâmetros de entrada do solo utilizados nos métodos semi-empírico de cálculo de capacidade de carga estão dispostos nas tabelas 5.2 a 5.3 no item 5.1.3.

Tabela 5.11: Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empíricos e capacidade de carga estrutural para a estaca PCB1

Ø70 (em kN)	SP01	SP02	SP03	Todos os SPs	Capacidade estrutural
Décort & Quaresma (1978)	1051,6	1263,5	1125,2	981,0	2070,0
Alonso (1996)	1667,7	1922,8	1775,6	1795,2	2070,0
Antunes & Cabral (1996)	1530,4	1697,1	1589,2	1599,0	2070,0

É possível, então, realizar a média de todos os resultados de capacidade de carga referentes a Tabela 5.11, esta capacidade seria a média de todas as sondagens e dos três métodos estudados, conforme Tabela 5.12.

Tabela 5.12: Média de todas as capacidades de carga, estaca PCB1

Diâmetro (m)	Capacidade de carga (kN)
0,7	1500

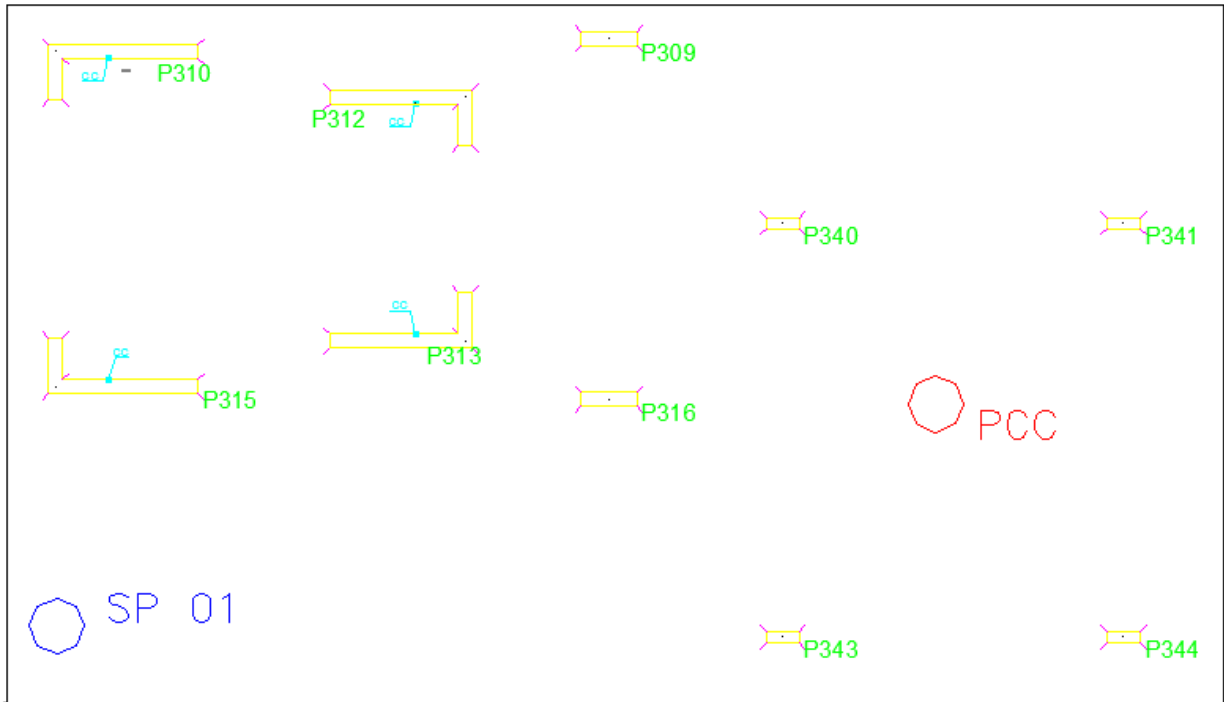
Vale ressaltar, que as capacidades de carga considerando o desempenho das estacas em termos de recalque serão apresentadas no item 6.3, para um recalque médio admissível de 15 mm.

5.4 Estaca PCC – Junta C

A estaca ensaia PCC não pertencente ao conjunto de estacas da obra e foi executada com diâmetro de 0,8 m, comprimento de 16,08 m e possui um bloco de coroamento com dimensões de 0,90 m x 0,90 m e 1,00 m de altura. A resistência característica (f_{ck}) do concreto utilizado para produzi-la foi de 20MPa e capacidade de carga admissível prevista no projeto de fundação de 1863,9 kN.

Esta prova de carga localiza-se na junta C do empreendimento, e está posicionada ao lado das estacas E340, E341, E343 e E344, conforme a Figura 5.25. A mesma foi ensaiada nos dias 21 e 22 de fevereiro de 2013.

Figura 5.25: Posicionamento da prova de carga PCC



5.4.1 Prova de carga estática

A prova de carga foi iniciada por uma carga de 294,3 kN e incrementada por uma carga de 294,3 kN em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo, de 30 (trinta) minutos, conforme a Norma. O ensaio foi conduzido até atingir carga total de 2982,2 kN, que é 160% da carga admissível de projeto, onde foi mantida pelo período de 12 horas, após estabilização dos deslocamentos. A descarga foi realizada conforme a norma, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo em 15 minutos, seguida por estágio de descarga de 745,6 kN, até descarga total da estaca.

A Figura 5.26 apresenta os resultados obtidos da PCC em termos de recalque último medido em função da carga aplicada. Nesta observam-se duas mudanças de comportamentos da estaca, a primeira refere-se a carga de 1060,8 kN que indica o ponto onde o conjunto bloco de coroamento+fuste+base começa a trabalhar em conjunto, e a segunda a 2200,9 kN que indica possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca, este comportamento fica mais claro quando os resultados são expressos em função logarítmica da carga, apresentado na Figura 5.27.

Figura 5.26: Curva carga x recalque (estaca PCC)

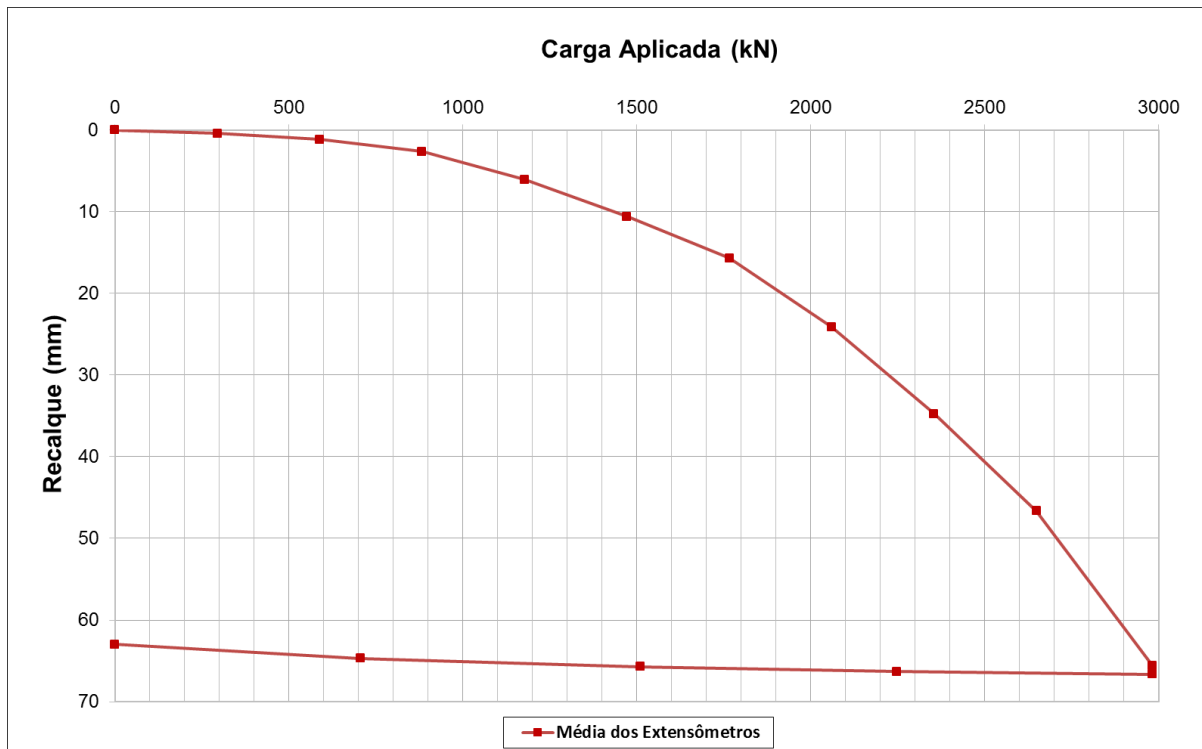
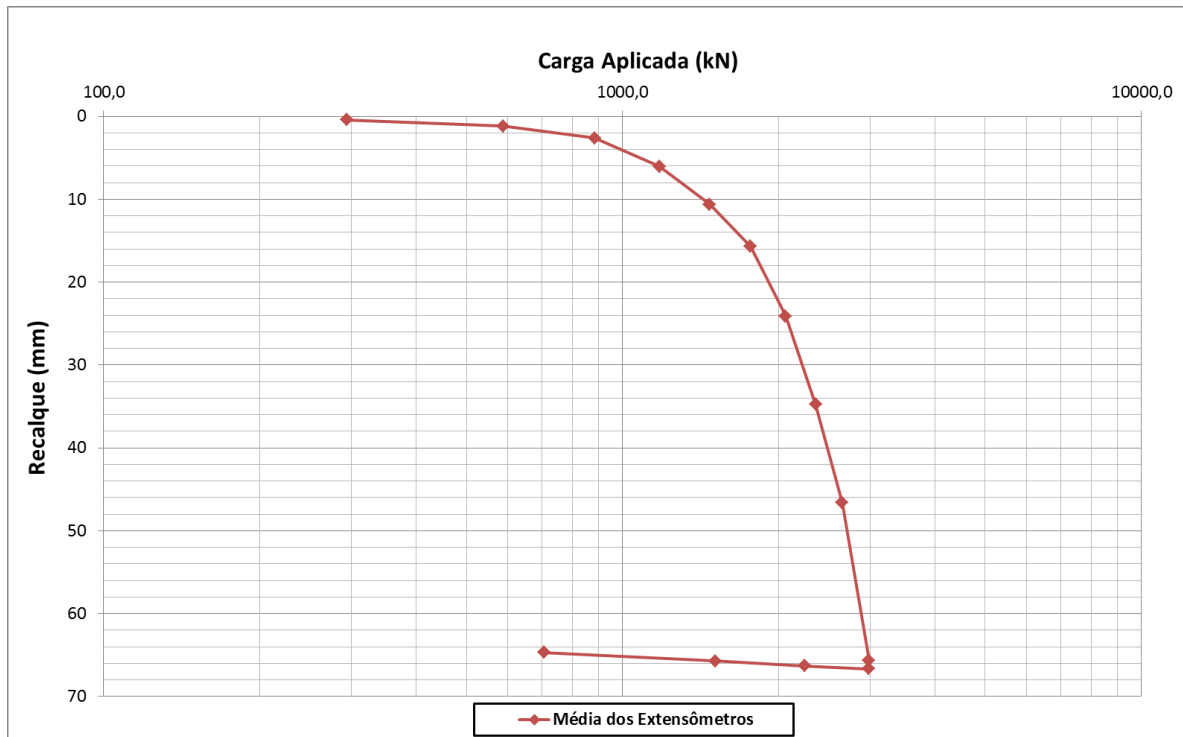


Figura 5.27: Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCC)



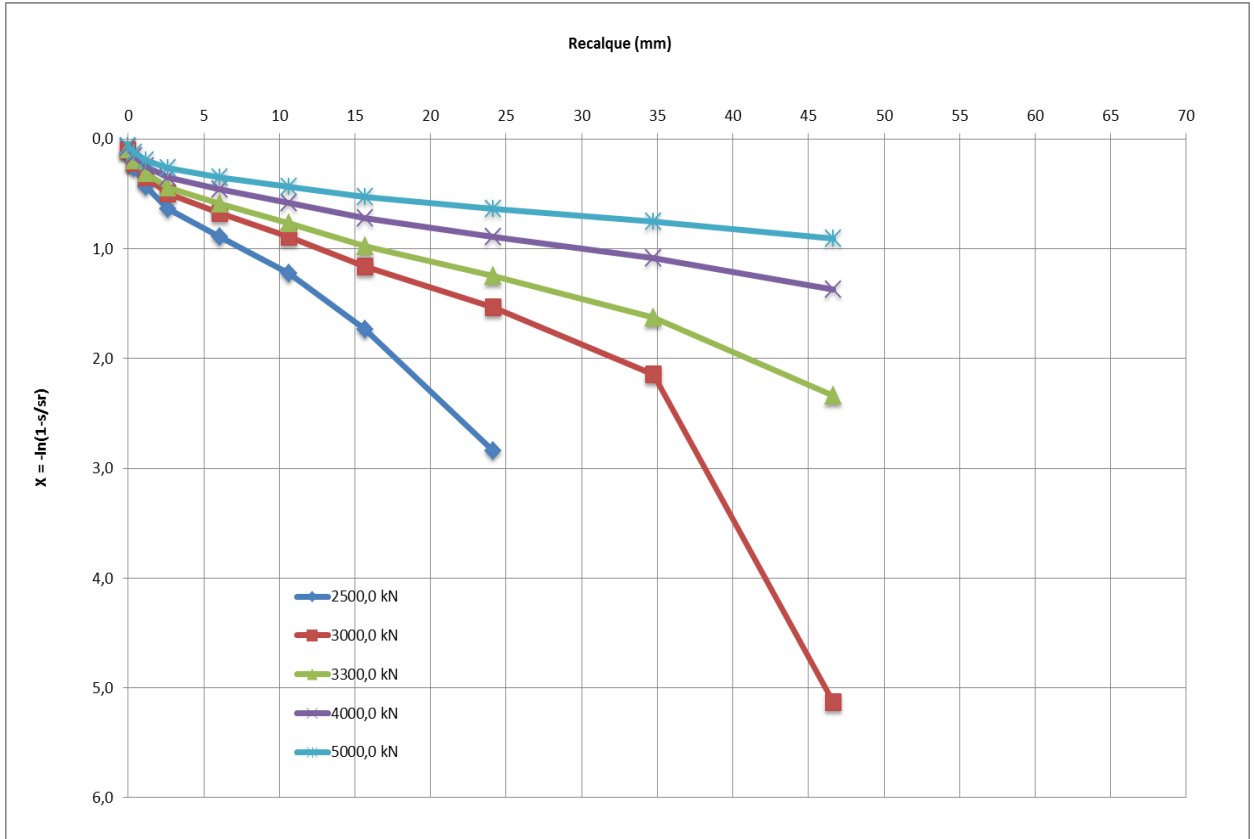
A estaca PCC apresentou recalque final de 66,66 mm, o que corresponde a 8,33% do diâmetro total da estaca.

5.4.2 Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque

5.4.2.1 Método de Van der Veen (1953)

A Figura 5.28 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo método de Van der Veen (1953). O valor estimado para a carga de ruptura da estaca foi de 3300 kN, devido ao fato do gráfico referente a tal carregamento ser o que mais se aproxima de uma reta.

Figura 5.28: Método de Van der Veen (estaca PCC)



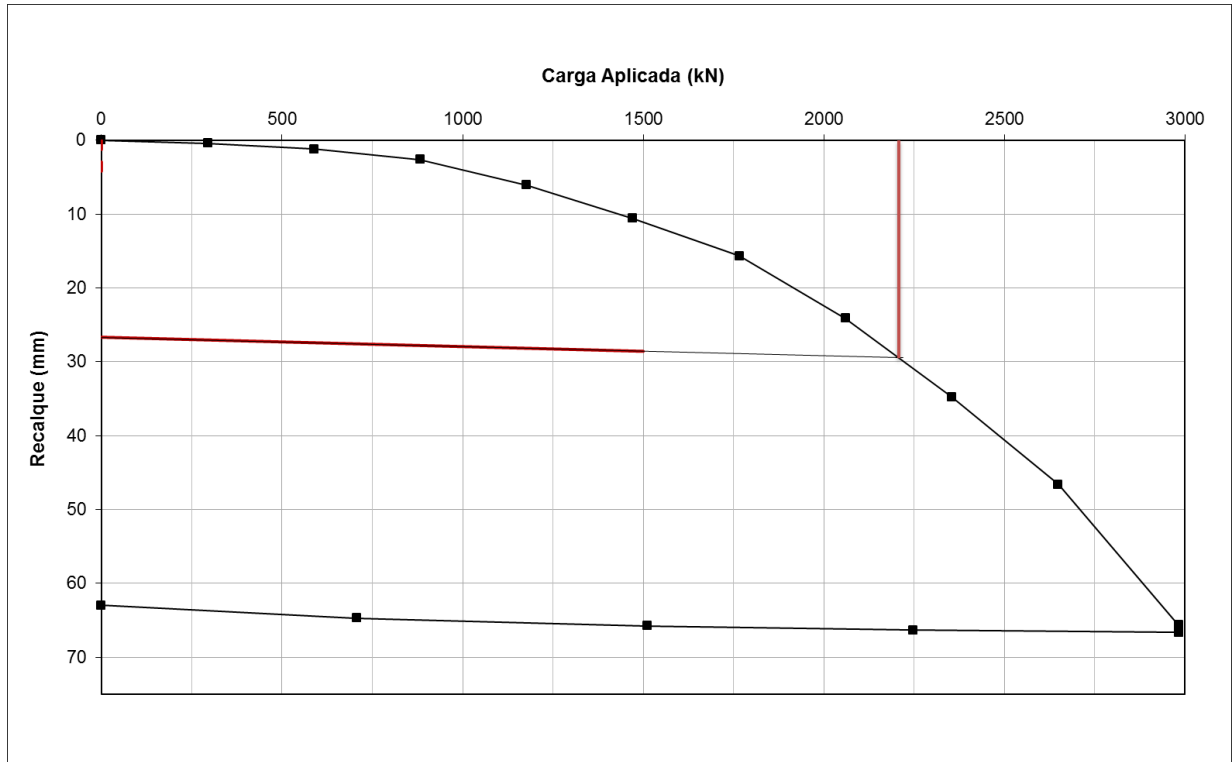
Assim, obtém-se a carga de trabalho para a estaca, a qual através deste método, será de 1650 kN, para FS = 2,0.

5.4.2.2 Método da ABNT NBR 6122 (2010)

O valor estimado para a carga de ruptura da estaca utilizando o método da Norma foi de 2210,0 kN e recalque correspondente de 29,57 mm, que corresponde a 3,70% do diâmetro, a Figura 5.29 apresenta tais resultados de estimativa de carga de ultima.

Desta maneira, pode-se determinar a capacidade de carga da estaca ensaiada para este método, a capacidade de carga admissível será de 1105 kN, utilizando $FS = 2,0$.

Figura 5.29: Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCC)

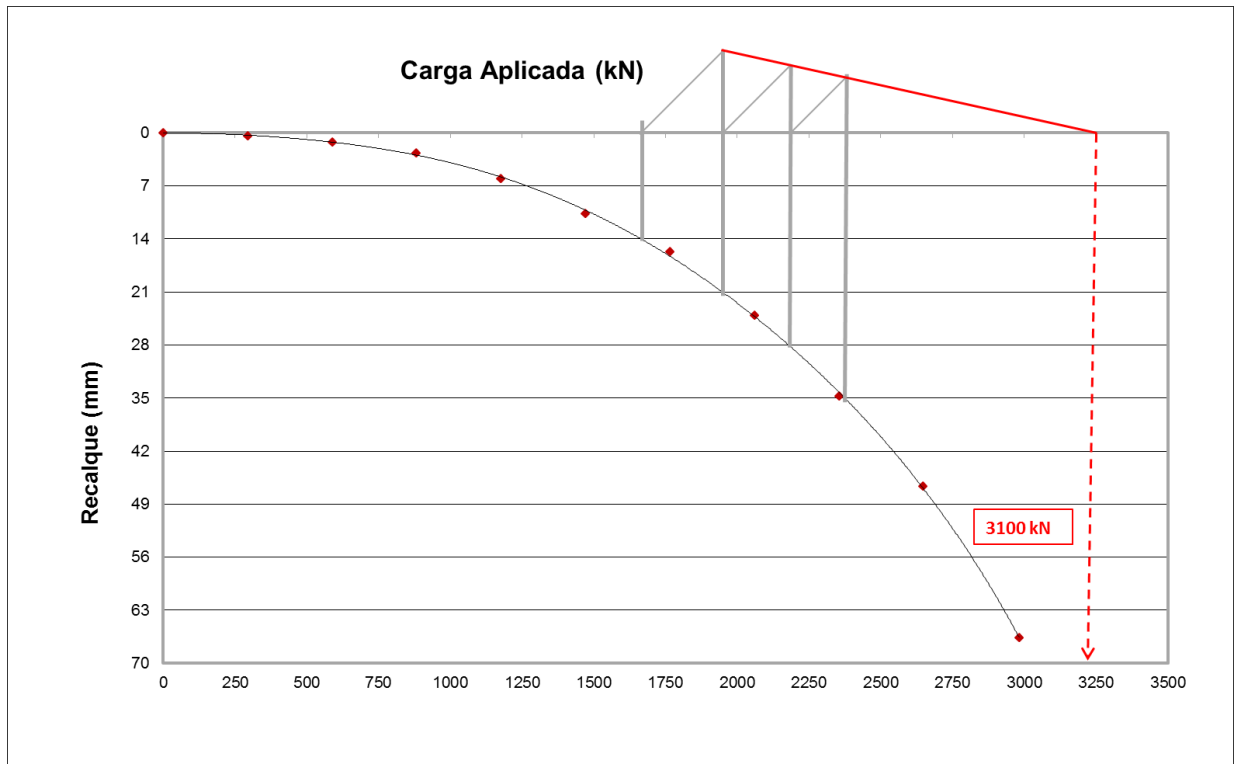


5.4.2.3 Método de Mazurkiewicz (1972)

A Figura 5.30 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo Método de Mazurkiewicz (1972). O valor estimado para carga de ruptura da estaca foi de, aproximadamente, 3100 kN.

Pode-se, então, calcular a capacidade de carga admissível que, através de $FS = 2,0$, será de 1550 kN.

Figura 5.30: Método de Mazurkiewicz (estaca PCC)



5.4.2.4 Método da rigidez (1996)

Para o cálculo do método da Rigidez foi utilizado uma planilha em formato Excel fornecida pelo Professor Luciano Décourt. A Figura 5.37 demonstra o comportamento da estaca PCC quando extrapola-se sua curva carga x recalque.

Observa-se nas Figuras 5.31 a carga última da estaca estudada, no caso PCC, sendo a esta igual a 3203 kN, pode-se observar na Figura 5.32 a separação do domínio da ponta e de atrito lateral.

Figura 5.31: Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCC)

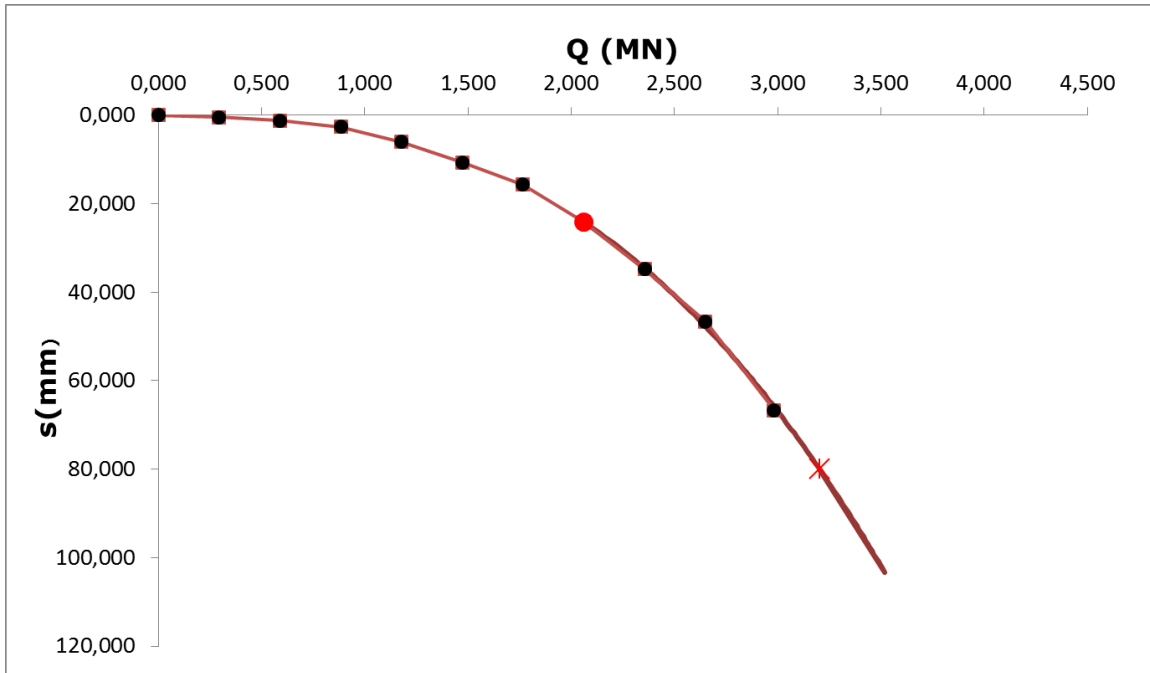
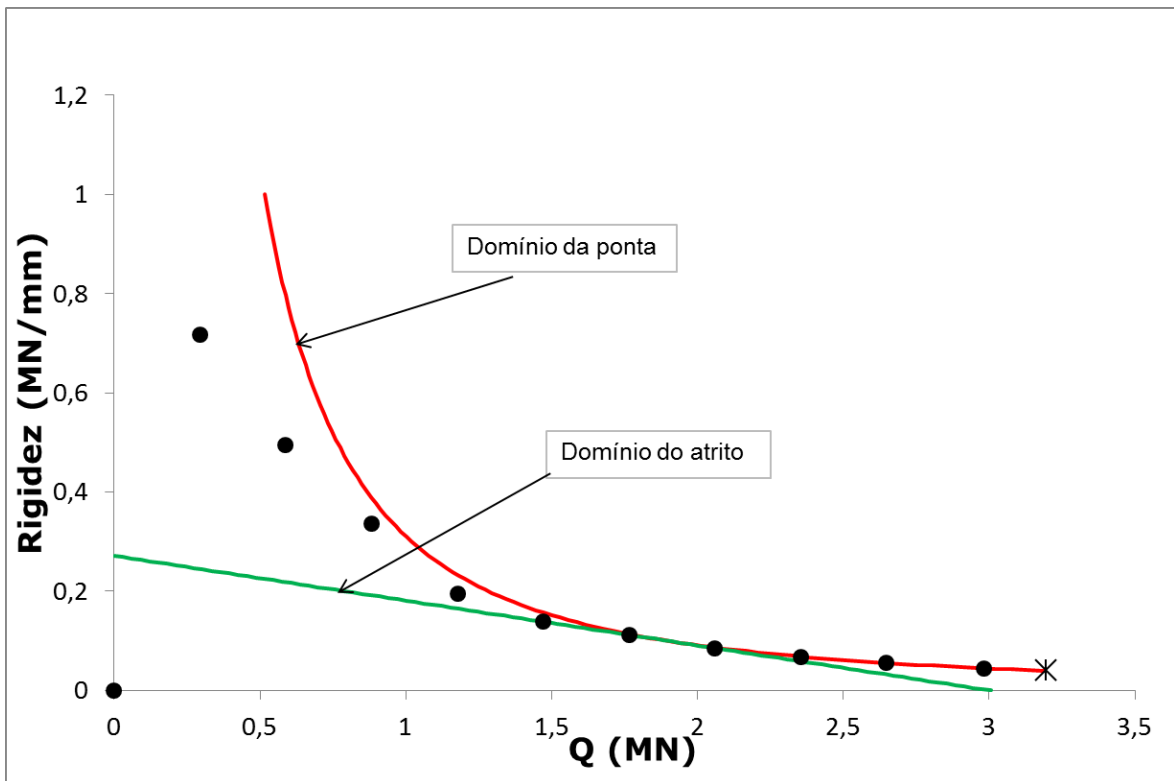


Figura 5.32: Gráfico da rigidez (estaca PCC)



5.4.2.5 Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação

A Tabela 5.13 apresenta em resumo as capacidade de carga referentes aos métodos de extrapolação das curvas carga recalque, com fator de segurança global de 2,0.

Tabela 5.13: Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCC com FS = 2

(kN)	Van der Veen	Norma	Mazurkiewicz	Décourt
Ruptura	3300	2210	3100	3203
Admissível	1650	1105	1550	1601,5

5.4.3 Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos

Para a realização deste estudo obteve-se a capacidade de carga das estacas pelos métodos semi-empíricos, com auxílio de uma planilha do programa Microsoft Excel 2010, para cada furo de sondagem e seus valores médios, com os três últimos metros embutidos em solo impenetrável (SPT > 40). Estas considerações foram adotadas para todas as estacas.

A Tabela 5.8, que se repete para a estaca PCB2, mostra a compilação dos resultados obtidos para o cálculo de capacidade de carga pelos métodos de Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996) para o diâmetro de 0,8 m e profundidade de 16 metros.

Os parâmetros de entrada do solo utilizados nos métodos semi-empírico de cálculo de capacidade de carga estão dispostos nas tabelas 5.2 a 5.3 no item 5.1.3.

Tabela 5.8: Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empíricos e capacidade de carga estrutural para as estacas PCB2 e PCC

Ø80 (em kN)	SP01	SP02	SP03	Todos os SPs	Capacidade estrutural
Décort & Quaresma (1978)	1248,8	1491,1	1333,2	1353,8	2712,0
Alonso (1996)	2020,9	2315,2	2158,2	2168,0	2712,0
Antunes & Cabral (1996)	1873,7	2070,0	1942,4	1962,0	2712,0

Pode-se, ainda, realizar a média de todos os resultados de capacidade de carga, esta capacidade seria a média de todas as sondagens e dos três métodos estudados, conforme Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Média de todas as capacidades de carga , estaca PCB2 e PCC

Diâmetro (m)	Capacidade de carga (kN)
0,8	1828,1

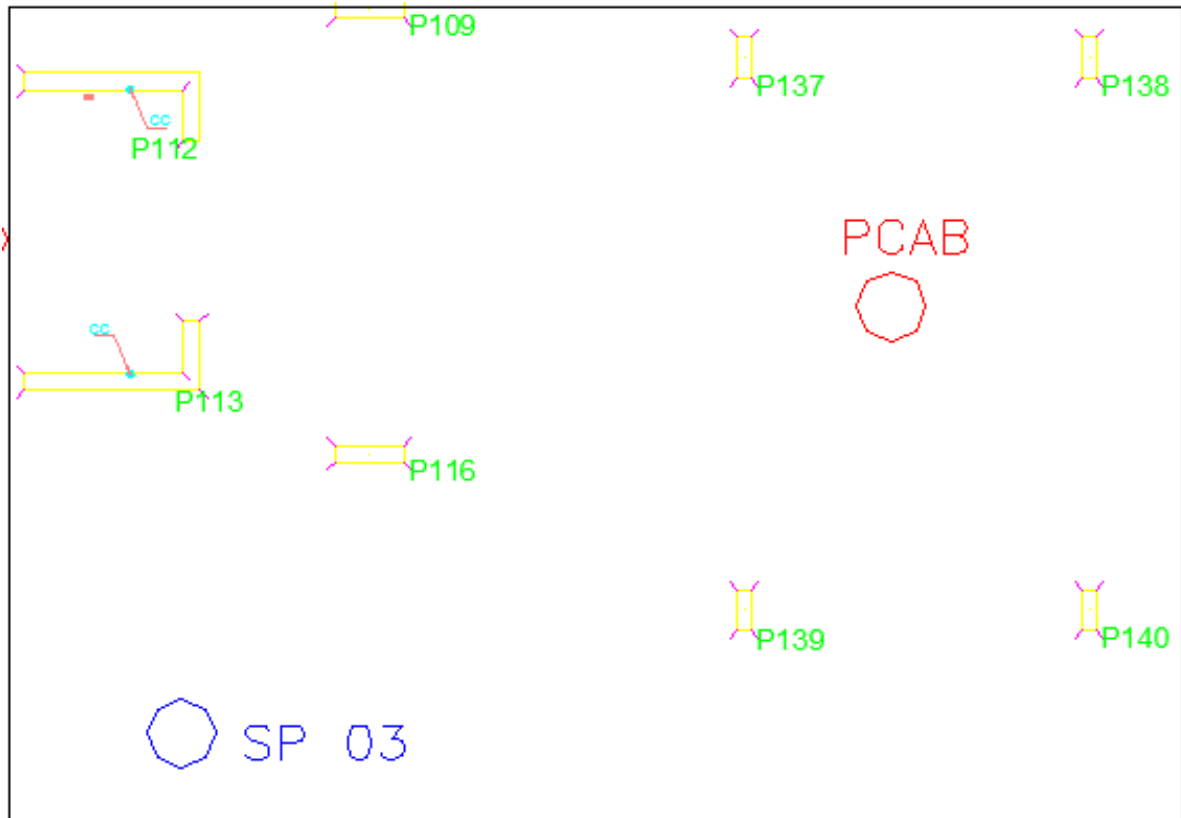
Vale ressaltar, que as capacidades de carga considerando o desempenho das estacas em termos de recalque serão apresentadas no item 6.4 , para um recalque médio admissível de 15 mm.

5.5 Estaca PCAB – Juntas A e B

A estaca ensaia PCAB não pertencente ao conjunto de estacas da obra e foi executada com diâmetro de 0,6 m, comprimento de 16,00 metros e sob o bloco de coroamento com dimensões de 0,80 m x 0,80 m e 0,90 m de altura. A resistência característica (f_{ck}) do concreto utilizado para produzi-la foi de 20MPa e capacidade de carga admissível prevista no projeto de fundação de 1216,44 kN.

Esta prova de carga localiza-se entre as juntas A e B do empreendimento, e está posicionada ao lado das estacas E137, E138, E139 e E140, conforme a Figura 5.33. A mesma foi ensaiada nos dias 19 e 20 de dezembro de 2012.

Figura 5.33: Posicionamento da prova de carga PCAB



5.5.1 Resultados da prova de carga estática

A prova de carga foi iniciada por uma carga de 201,1 kN e incrementada por uma carga de 196,2 kN em relação ao estágio anterior, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo, de 30 (trinta) minutos, conforme a Norma. O ensaio foi conduzido até atingir carga total de 1966,9 kN, que é 160% da carga admissível de projeto, onde foi mantida pelo período de 12 horas, após estabilização dos deslocamentos. A descarga foi realizada em consonância com o

que determina a norma, mantendo-se a carga até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo, em 15 minutos, seguida por estágio de descarga de 490,4 kN, até descarga total da estaca.

A Figura 5.34 apresenta os resultados obtidos da PCAB em termos de recalque ultimo medido em função da carga aplicada. Nesta observam-se duas mudanças de comportamentos da estaca, a primeira refere-se a carga de 950,6 kN que indica o ponto onde o conjunto bloco de coroamento+fuste+base começa a trabalhar em conjunto, e a segunda a 1517,3 kN que indica possíveis deformações plásticas na interação solo-estaca, este comportamento fica mais claro quando os resultados são expressos em função logarítmica da carga, apresentado na Figura 5.35.

Figura 5.34: Curva carga x recalque (estaca PCAB)

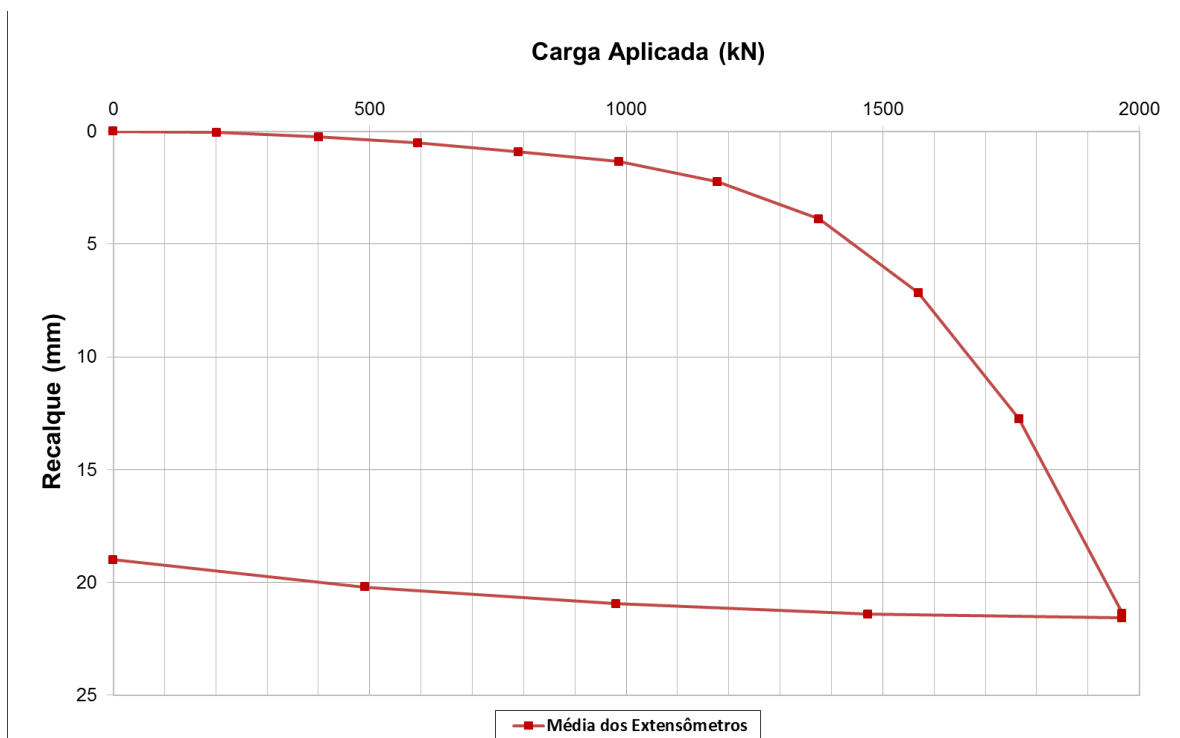
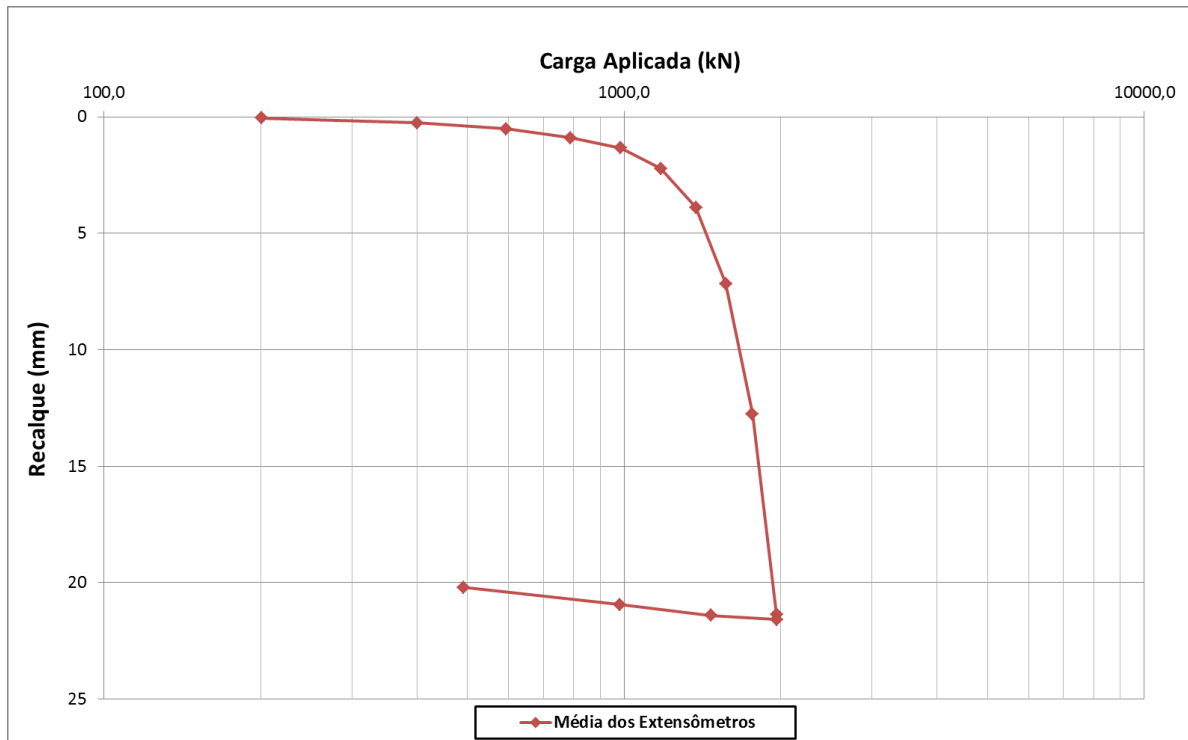


Figura 5.35: Curva carga x recalque em função logarítmica (estaca PCAB)



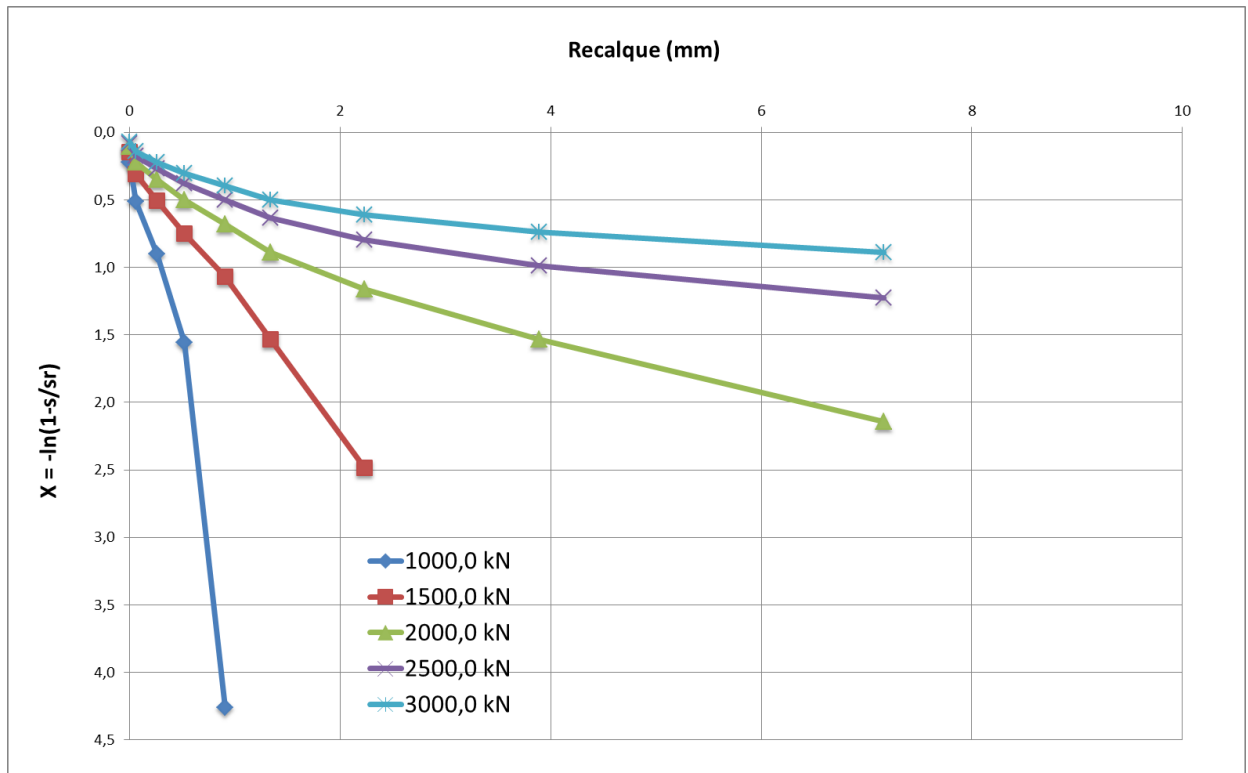
A estaca PCAB apresentou recalque final de 21,58 mm, o que corresponde a 3,6% do diâmetro total da estaca.

5.5.2 Capacidade de carga obtida a partir da extrapolação da curva carga-recalque

5.5.2.1 Método de Van der Veen (1953)

A Figura 5.36 apresenta os resultados da extrapolação da carga de ruptura obtidas pelo método de Van der Veen (1953). O valor estimado para a carga de ruptura da estaca foi de 2000 kN, devido ao fato do gráfico referente a tal carregamento ser o que mais se aproxima de uma reta.

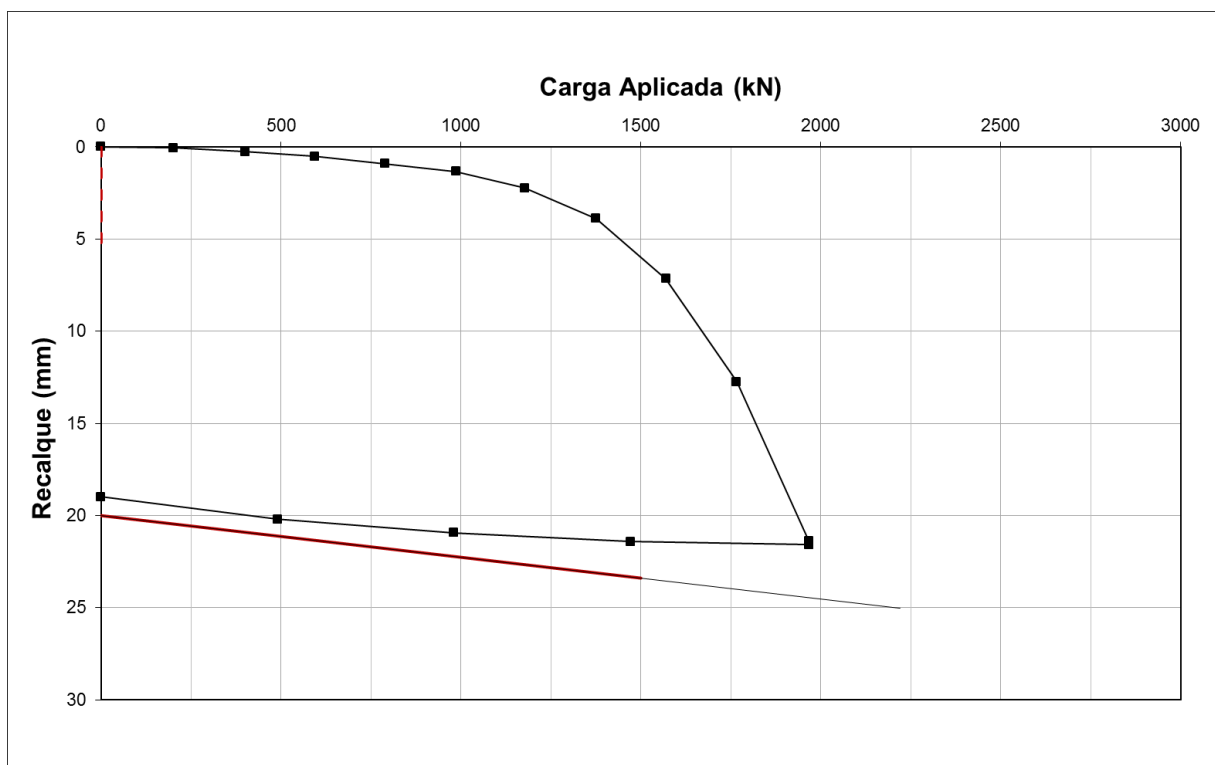
Figura 5.36: Método de Van der Veen (estaca PCAB)



É possível obter a carga de trabalho para a estaca, que através deste método, será de 1000 kN, para $FS = 2,0$.

5.5.2.2 Método da ABNT NBR 6122 (2010)

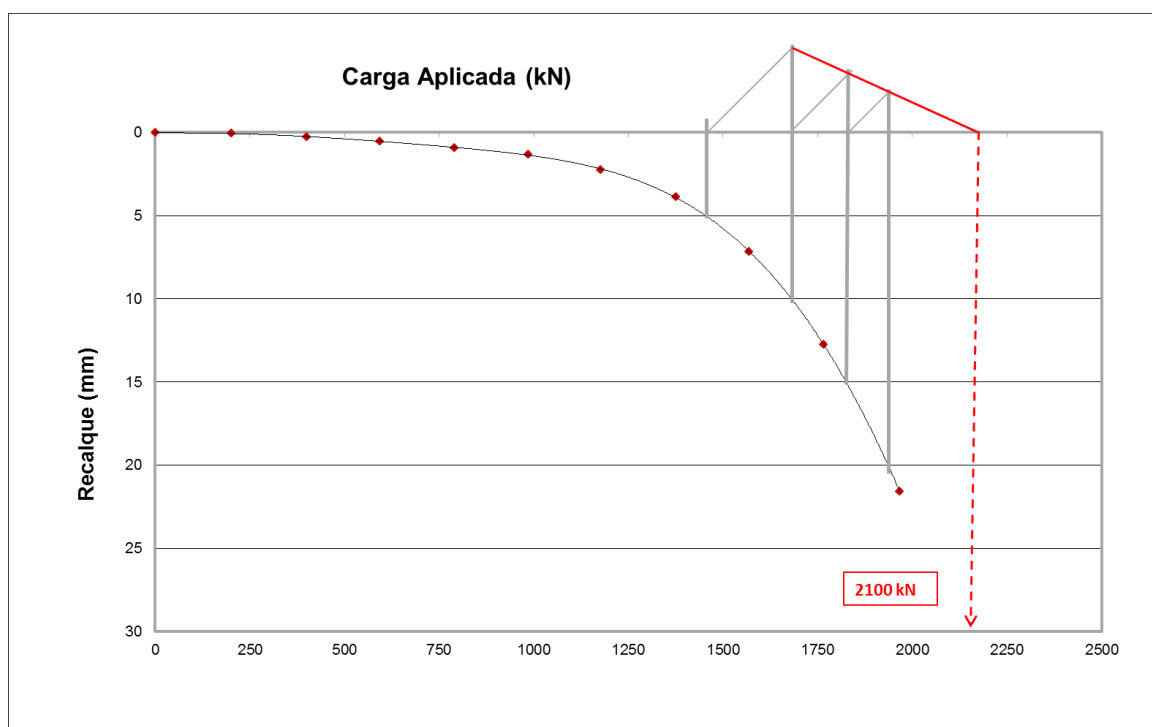
Não se pode obter a carga extrapolada de ruptura, devido ao fato que não houve intercessão dos gráficos, conforme Figura 5.37.

Figura 5.37: Método da ABNT NBR 6122 (2010) (estaca PCAB)

5.5.2.3 Método de Mazurkiewicz (1972)

A Figura 5.38 apresenta os resultados das estimativas de carga de ruptura obtidas pelo Método de Mazurkiewicz (1972). O valor estimado para carga de ruptura da estaca foi de, aproximadamente, 2100 kN.

Figura 5.38: Método de Mazurkiewicz (estaca PCAB)



Pode-se, com isto, calcular a capacidade de carga admissível que, por meio de um $FS = 2,0$, será de 1050 kN.

5.5.2.4 Método da rigidez (1996)

Para o cálculo do método da Rigidez foi utilizado uma planilha em formato Excel fornecida pelo Professor Luciano Décourt. A Figura 5.39 demonstra o comportamento da estaca PCAB quando extrapola-se sua curva carga x recalque.

Observa-se nas Figuras 5.39 a carga última da estaca estudada, no caso PCAB, sendo a esta igual a 2424 kN, pode-se observar na Figura 5.40 a separação do domínio da ponta e de atrito lateral

Figura 5.39: Extrapolação da curva carga x recalque, método da rigidez (estaca PCAB)

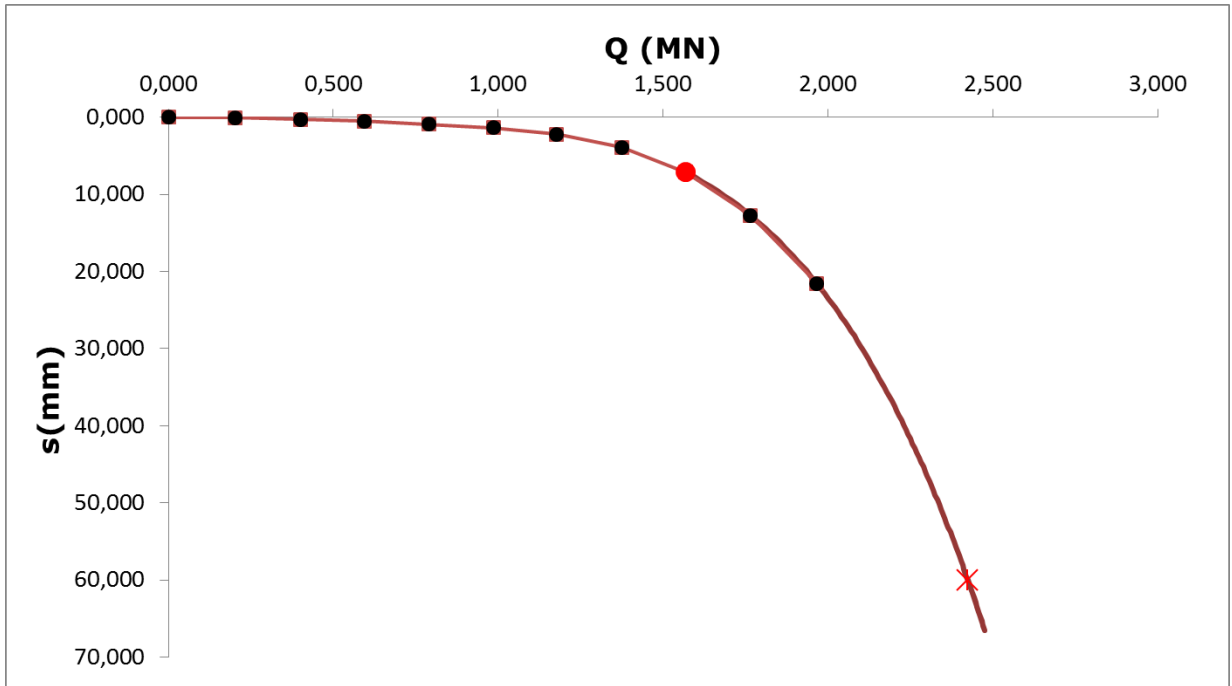
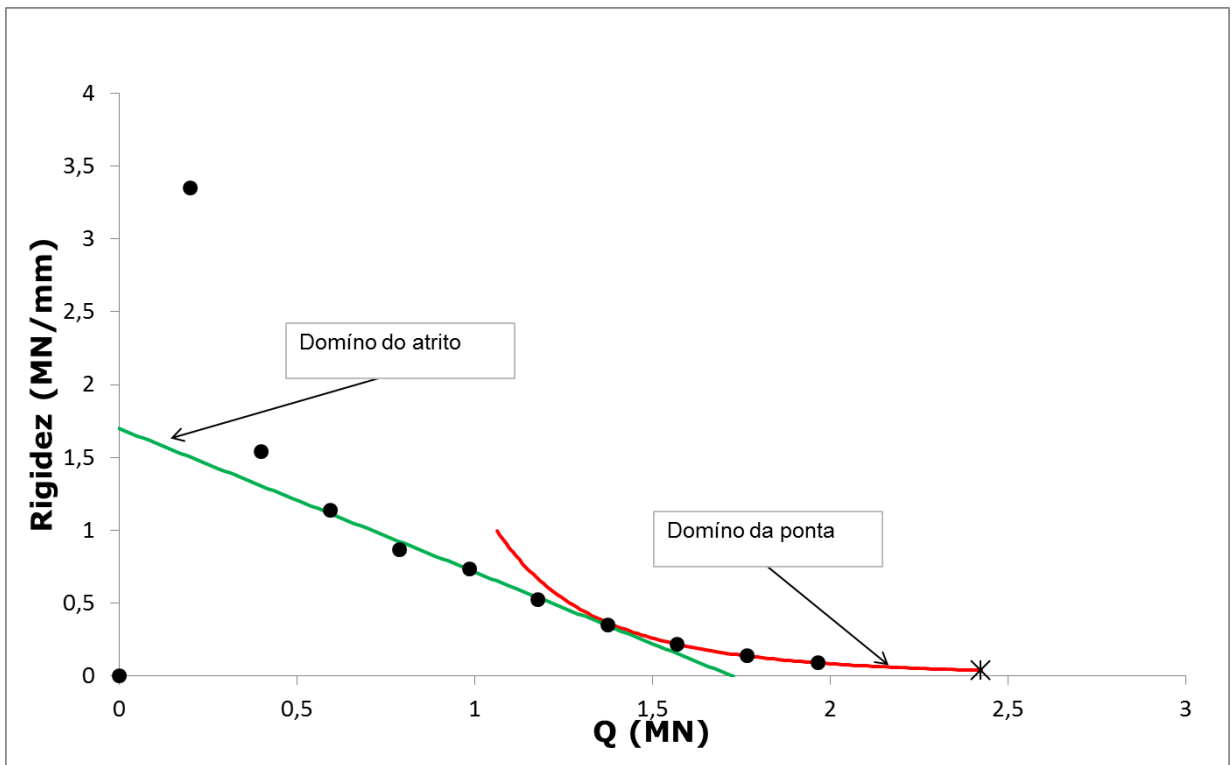


Figura 5.40: Gráfico da rigidez (estaca PCAB)



5.5.2.5 Resumo das cargas de ruptura e admissíveis obtidas a partir dos métodos de extrapolação

A Tabela 5.14 apresenta em resumo as capacidade de carga referentes aos métodos de extrapolação das curvas carga recalque, com fator de segurança global de 2,0.

Tabela 5.14: Comparação dos métodos de extrapolação de carga para estaca PCAB com FS = 2

Em kN	Van der Veen	Norma	Mazurkiewicz	Décourt
Ruptura	2000	-	2100	2424
Admissível	1000	-	1050	1212

5.5.3 Capacidade de carga obtida a partir de métodos semi-empíricos

Para a realização deste estudo obteve-se a capacidade de carga das estacas pelos métodos semi-empíricos, com auxílio de uma planilha do programa Microsoft Excel 2010, para cada furo de sondagem e seus valores médios, com os três últimos metros embutidos em solo impenetrável (SPT > 40). Estas considerações foram adotadas para todas as estacas.

A Tabela 5.15 fornece a compilação dos resultados obtidos para o cálculo de capacidade de carga pelos métodos de Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996) para o diâmetro de 0,6 m e profundidade de 16 metros.

Os parâmetros de entrada do solo utilizados nos métodos semi-empírico de cálculo de capacidade de carga estão dispostos nas tabelas 5.2 a 5.4 no item 5.1.3.

Tabela 5.15: Tabela comparativa das capacidade de carga dos métodos semi-empíricos e capacidade de carga estrutural para a estaca PCAB

Ø60 (em kN)	SP01	SP02	SP03	Todos os SPs	Capacidade estrutural
Décort & Quaresma (1978)	866,2	1047,7	929,0	951,6	1525,0
Alonso (1996)	1345,0	1559,8	1438,1	1451,9	1525,0
Antunes & Cabral (1996)	1216,4	1353,8	1265,5	1275,3	1525,0

Ainda é possível realizar a média de todos os resultados de capacidade de carga, esta capacidade seria a média de todas a sondagens e dos três métodos estudados, conforme Tabela 5.16.

Tabela 5.16: Média de todas as capacidades de carga, estaca PCAB

Diâmetro (m)	Capacidade de carga (kN)
0,6	1225

Vale ressaltar, que as capacidades de carga considerando o desempenho das estacas em termos de recalque serão apresentadas no item 6.5 , para um recalque médio admissível de 15 mm.

6 ANÁLISE DE RESULTADOS

As Figura 6.1 a 6.5 e as Tabelas 6.1 a 6.5 apresentam os resultados obtidos nas provas de carga, por meio dos métodos de extrapolação de carga , a saber: Mazurkiewicz (1972), Décourt (1996), Van der Veen (1953) e o método descrito na ABNT NBR 6122 (2010). Apresenta-se também a capacidade de carga descrita em projeto e a capacidade de carga com base na curva carga recalque da prova de carga para um recalque de 15,0mm, além dos métodos de cálculo através das

formulas semi-empiricas de Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996) para cada sondagem disponível na fase de elaboração do projeto de fundação. Nas análises a seguir foi considerado a média dos três furos de sondagem, SP01, SP02 e SP03, na previsão de capacidade de carga dos referidos métodos, uma vez que para todas as estacas o coeficiente de variação, entre os resultados das três sondagens, foi menor que 10%.

6.1 Estaca PCA

Figura 6.1: Todos os resultados obtidos para a estaca PCA

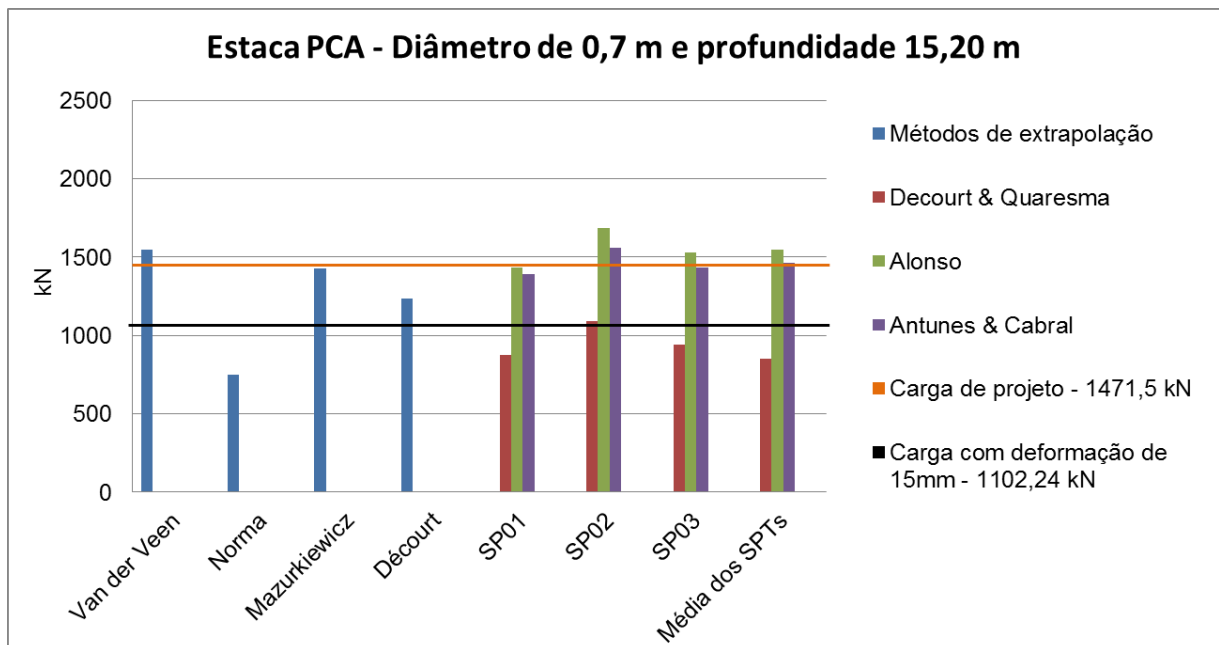


Tabela 6.1: Dados referentes a estaca PCA

PCA				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1550,0	1240,3	305,1	25%
Método da ABNT NBR 6122 (2010) (kN)	748,0			
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1425,0			
Método de Décourt (1996) (kN)	1238,0			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Décourt & Quaresma (1978) (kN)	853,5	1287,8	309,6	24%
Alonso (1996) (kN)	1550,0			
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1461,7			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1102,2	1286,9	184,6	14%
Carga projetista	1471,5			

Observa-se, na Tabela 6.1, uma discrepância entre os métodos de extrapolação de prova de carga, sendo a capacidade de carga fornecida pelo método da norma ABNT NBR 6122 (2010) muito distante dos valores fornecidos pelos outros métodos, essa redução é de 66 a 107% dos demais métodos, logo, o resultado da norma será descartado. Nota-se, também, que o método de cálculo semi-empírico de capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) foi muito conservador quando comparado aos demais métodos.

Baseado nas considerações acima, apresenta-se na Tabela 6.2 os coeficientes de variação para os métodos de extrapolação da curva carga x recalque e semi-empíricos da estaca PCA, com a eliminação dos valores extremos, tendo-se dessa forma coeficientes de variação menores que 10%, considerado satisfatório para o presente estudo.

Tabela 6.2: Dados relevantes a estaca PCA

PCA				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1550,0	1404,3	128,2	9%
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1425,0			
Método de Décourt (1996) (kN)	1238,0			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Alonso (1996) (kN)	1550,0	1505,9	44,2	3%
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1461,7			
Carga Projetada x carga recaque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1102,2	1286,9	184,6	14%
Carga projetista	1471,5			

6.2 Estaca PCB2

Figura 6.2: Todos os resultados obtidos para a estaca PCB2

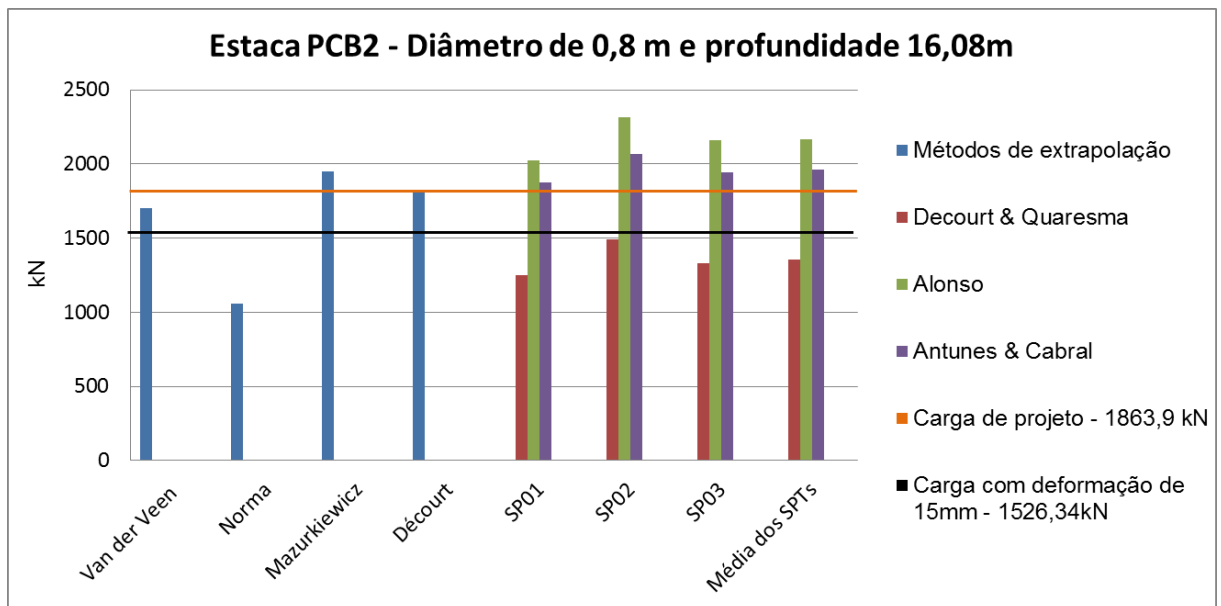


Tabela 6.3: Dados referentes a estaca PCB2

PCB2				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1700,0	1633,9	344,2	21%
Método da ABNT NBR 6122 (2010) (kN)	1057,7			
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1950			
Método de Décourt (1996) (kN)	1828			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Décourt & Quaresma (1978) (kN)	1353,8	1827,9	345,6	19%
Alonso (1996) (kN)	2168			
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1962			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1526,3	1695,1	168,8	10%
Carga projetista	1863,9			

Percebe-se, na tabela 6.3, uma discrepância entre os métodos de extrapolação de prova de carga, sendo a capacidade de carga fornecida pelo método da norma ABNT NBR 6122 (2010) muito distante dos valores fornecidos pelos outros métodos, essa redução é de 60 a 84% dos demais métodos, logo, o resultado da norma será descartado. Nota-se, também, que o método de cálculo semi-empírico de capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) foi muito conservador quando comparado aos demais métodos.

Baseado nas considerações acima, apresenta-se na Tabela 6.4 os coeficientes de variação para os métodos de extrapolação da curva carga x recalque e semi-empíricos da estaca PCB2, com eliminação dos valores extremos, tendo-se dessa forma coeficientes de variação menores que 10%, considerado satisfatório para o presente estudo.

Tabela 6.4: Dados relevantes a estaca PCB2

PCB2				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1700,0	1826,0	102,1	6%
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1950			
Método de Décourt (1996) (kN)	1828			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Alonso (1996) (kN)	2168	2065,0	103,0	5%
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1962			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1526,3	1695,1	168,8	10%
Carga projetista	1863,9			

6.3 Estaca PCB1

Figura 6.3: Todos os resultados obtidos para a estaca PCB1

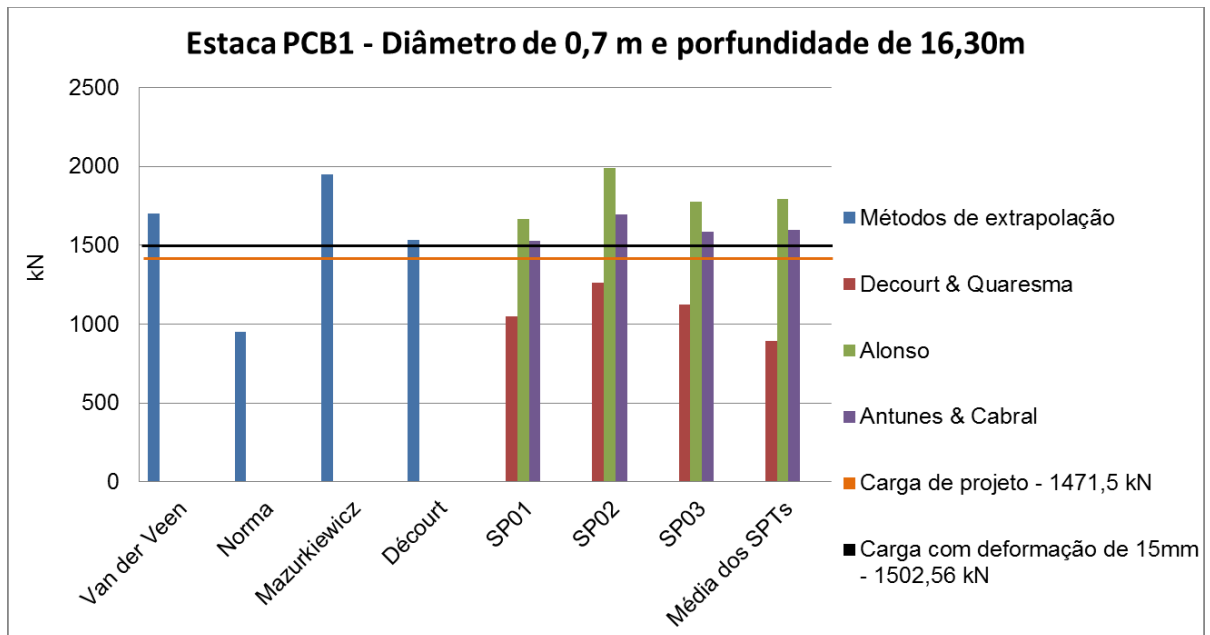


Tabela 6.5: Dados referentes a estaca PCB1

PCB1				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1700,0	1534,2	367,3	24%
Método da ABNT NBR 6122 (2010) (kN)	951,8			
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1950			
Método de Décourt (1996) (kN)	1535			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Décourt & Quaresma (1978) (kN)	891	1428,4	388,3	27%
Alonso (1996) (kN)	1795,2			
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1599			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1502,6	1487,0	15,5	1%
Carga projetista	1471,5			

Observa-se, na Tabela 6.5, uma discrepância entre os métodos de extrapolação de prova de carga, sendo a capacidade de carga fornecida pelo método da norma ABNT NBR 6122 (2010) muito distante dos valores fornecidos pelos outros métodos, essa redução é de 61 a 105% dos demais métodos, logo, o resultado da norma será descartado. Nota-se, também, que o método de cálculo semi-empírico de capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) foi muito conservador quando comparado aos demais métodos.

Baseado na considerações acima, apresenta-se na Tabela 6.6 os coeficientes de variação para os métodos de extrapolação da curva carga x recalque e semi-empíricos da estaca PCB1, com a eliminação dos valores extremos, tendo-se dessa forma coeficientes de variação menores que 10%, considerado satisfatório para o presente estudo.

Tabela 6.6: Dados relevantes a estaca PCB1

PCB1				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1700,0	1728,3	170,6	10%
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1950,0			
Método de Décourt (1996) (kN)	1535,0			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Alonso (1996) (kN)	1795,2	1697,1	98,1	6%
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1599			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1502,6	1487,0	15,5	1%
Carga projetista	1471,5			

6.4 Estaca PCC

Figura 6.4: Todos os resultados obtidos para a estaca PCC

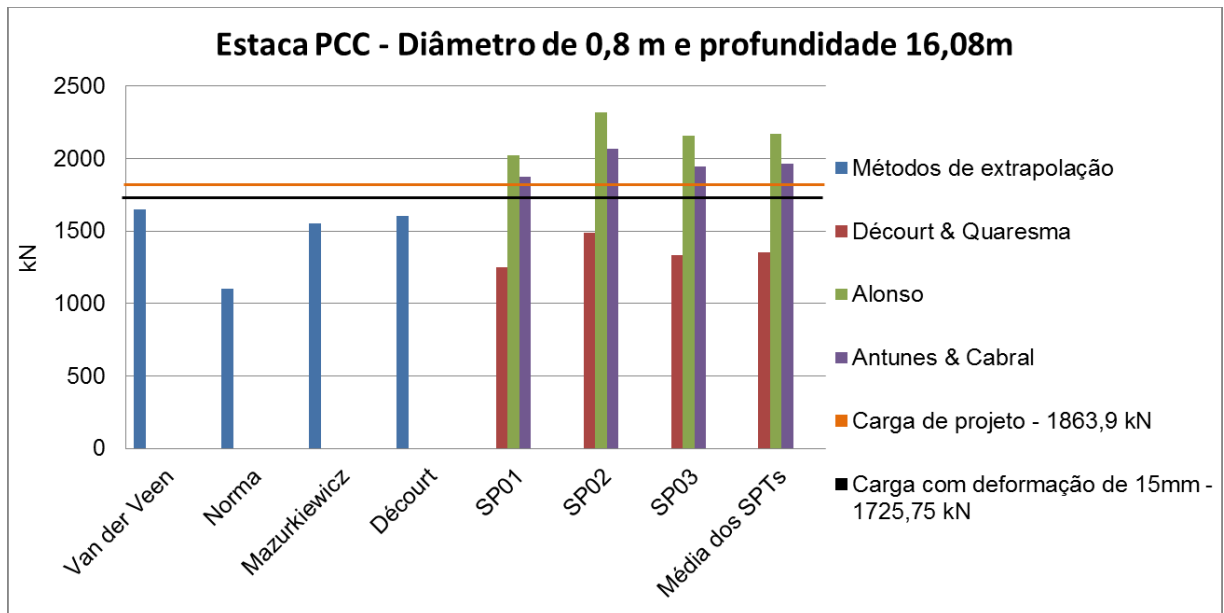


Figura 6.7: Dados referentes a estaca PCC

PCC				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1650,0	1476,6	217,5	15%
Método da ABNT NBR 6122 (2010) (kN)	1105,0			
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1550			
Método de Décourt (1996) (kN)	1601,5			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Décourt & Quaresma (1978) (kN)	1353,8	1827,9	345,6	19%
Alonso (1996) (kN)	2168			
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1962			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1725,7	1794,8	69,1	4%
Carga projetista	1863,9			

Observa-se, na Tabela 6.7, uma discrepância entre os métodos de extrapolação de prova de carga, sendo a capacidade de carga fornecida pelo método da norma ABNT NBR 6122 (2010) muito distante dos valores fornecidos pelos outros métodos, essa redução é de 40 a 49% dos demais métodos, logo, o resultado da norma será descartado. Nota-se, também, que o método de cálculo semi-empírico de capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) foi muito conservador quando comparado aos demais métodos.

Baseado na considerações acima, apresenta-se na Tabela 6.8 os coeficientes de variação para os métodos de extrapolação da curva carga x recalque e semi-empíricos da estaca PCC, com a eliminação dos valores extremos, tendo-se dessa forma coeficientes de variação menores que 10%, considerado satisfatório para o presente estudo.

Tabela 6.8: Dados relevantes a estaca PCC

PCC				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1650,0	1600,5	40,8	3%
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1550,0			
Método de Décourt (1996) (kN)	1601,5			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Alonso (1996) (kN)	2168	2065,0	103,0	5%
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1962			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1725,7	1794,8	69,1	4%
Carga projetista	1863,9			

6.5 Estaca PCAB

Figura 6.5: Todos os resultados obtidos para a estaca PCAB

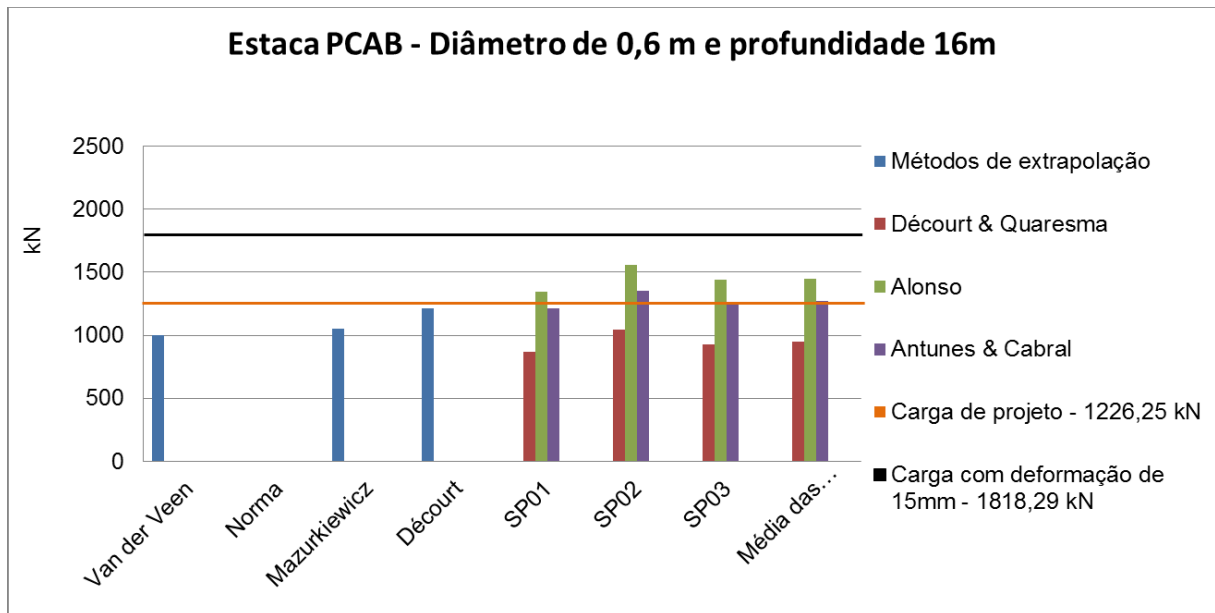


Tabela 6.9: Dados referentes a estaca PCAB

PCAB				
Métodos de extrapolação	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Método de Van der Veen (1953) (kN)	1000,0	1087,3	90,5	8%
Método de Mazurkiewicz (1972) (kN)	1050,0			
Método de Décourt (1996) (kN)	1212,0			
Métodos semi-empíricos	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Décourt & Quaresma (1978) (kN)	951,6	1342,7	207,2	15%
Alonso (1996) (kN)	1451,9			
Antunes & Cabral (1996) (kN)	1275,3			
Carga Projetada x carga recalque 15mm	Capacidade de Carga	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Carga referente a 15mm de recalque	1818,3	1517,3	300,9	20%
Carga projetista	1216,4			

Percebe-se, na tabela 6.9, que o método de cálculo semi-empírico de capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) foi muito conservador quando comparado aos demais métodos..

Pode-se inferir destes resultados que, a estaca PCAB possui uma capacidade de carga mais elevada que estava previsto, logo, os métodos de extrapolação da curva carga x recalque não condizem com a realidade.

6.6 Análises conclusivas das estacas com diâmetros de 0,7 e 0,8 metros

A Tabela 6.10 apresenta a compilação dos métodos de extrapolação de carga que mais se aproximaram da carga que proporciona um recalque de 15 mm. Para a esta análise foram consideradas apenas as estacas com diâmetros de 0,70 m e 0,80 m, conforme objeto proposto para o estudo e um vez que a estaca com diâmetro de 0,60 m conseguiu ser embutida em solo compacto e as demais não.

Tabela 6.10: Coeficiente de variação entre os métodos de extrapolação de prova de carga para estacas de diâmetro de 0,7 e 0,8 m

Prova de carga	Diâmetro (m)	Método de extrapolação	Capacidade de carga (kN)	Carga referente a 15mm de recalque (kN)	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
PCA	0,7	Décourt (1996)	1238,0	1102,2	1170,1	67,879	6%
PCB1	0,7	Décourt (1996)	1535,0	1502,6	1518,8	16,221	1%
PCC	0,8	Van der Venn (1973)	1601,5	1725,7	1663,6	62,124	4%
PCB2	0,8	Van der Venn (1973)	1828,0	1526,3	1677,2	150,83	9%

Apresenta-se na Tabela 6.11 a compilação dos métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga que mais se aproximaram da carga que proporciona um recalque de 15 mm.

Tabela 6.11: Coeficiente de variação entre os métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade de carga para estacas de diâmetro de 0,7 e 0,8 m

Prova de carga	Diâmetro (m)	Método semi-empírico	Capacidade de carga (kN)	Carga referente a 15mm de recalque (kN)	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
PCA	0,7	Antunes & Cabral (1996)	1461,7	1102,2	1282,0	179,73	14%
PCB1	0,7	Antunes & Cabral (1996)	1599,0	1502,6	1550,8	48,221	3%
PCC	0,8	Antunes & Cabral (1996)	1962,0	1725,7	1843,9	118,13	6%
PCB2	0,8	Antunes & Cabral (1996)	1962,0	1526,3	1744,2	217,83	12%

Com base na ABNT NBR 6122 (2010) calculou-se a resistência característica das provas de carga, tais resultados estão apresentados nas Tabela 6.12 e Tabela 6.13, referentes as estacas de 0,70 e 0,80 m respectivamente

. Tabela 6.12: Calculo da resistência característica para as estacas de diâmetro 0,70m

Prova de carga	Diâmetro (m)	(Rc,cal)med	(Rc,cal)min	ξ_3	ξ_4	Rc,k
PCA	0,7	1386,5	1238,0	1,11	1,10	1125,5
PCB1	0,7					

Tabela 6.13: Calculo da resistência característica para as estacas de diâmetro 0,80m

Prova de carga	Diâmetro (m)	(Rc,cal)med	(Rc,cal)min	ξ_3	ξ_4	Rc,k
PCC	0,8	1714,8	1601,5	1,11	1,10	1455,9
PCB2	0,8					

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi estudado o comportamento dos elementos de fundação profunda tipo estaca escavada tipo hélice contínua monitorada em um empreendimento localizado em Taguatinga, no Distrito Federal. Para avaliar o desempenho da subestrutura, utilizaram-se de prova de carga estática do tipo lento e embasamento teórico da norma ABNT NBR 6122/2010. O estudo ressalta a importância de obter-se parâmetros confiáveis do solo, através de ensaios, para uma análise mais fidedigna, em relação a capacidade de carga.

Ao analisar os resultados obtidos através do método de cálculo de capacidade de Décourt & Quaresma (1978), observa-se que o mesmo foi o mais conservador quando comparado com os demais métodos semi-empíricos de obtenção de capacidade de carga, dentro os mais utilizados na região, para estaca tipo tipo hélice contínua implantada na argila porosa com presença de lençol freático.

Nota-se que os métodos de extrapolação de carga de Décourt (1996), Mazurkiewicz (1972) e Van der Veen (1953) possuem resultados próximos de capacidade de carga, sendo seu coeficiente de variação máximo 10%. O método da ABNT NBR 6122 (2010) apresentou valores inferiores, quando comparado os métodos anteriores, sendo desconsiderado nas análises finais.

O método de capacidade de carga de Antunes & Cabral (1996) foi o que melhor se aproximou da capacidade de carga, correspondente a um recalque de 15mm, tendo-se coeficiente de variação máximo de 14%.

Pode-se afirmar que, para a caso estudado, o método de extrapolação de carga de Décourt (1996), com $FS = 2,0$, foi o mais realista em relação para estacas com diâmetro de 0,70 m, estacas PCA e PCB1, em relação a carga admissível correspondente ao recalque de 15mm. Obtiveram-se coeficiente de variação de 6% para a estaca PCA e de 1% para a estaca PCB1.

Para as estacas com diâmetro de 0,80 m, nomeadas de PCB2 e PCC, o método de extrapolação de carga que mais se aproxima da carga admissível,

correspondente ao recalque de 15mm, foi o método de Van der Veen, com $FS= 2$, sendo tais resultados referentes a pesquisa aqui realizada.

Com relação as resistências características obtidas por provas de carga executadas na fase de adequação de projeto, conforme prevê a ABNT NBR 6122 (2010), recomenda-se para estacas as capacidade de carga de 1125,5 kN e 1455,9 kN, para as estacas de diâmetros de 0,70 m e 0,80 m, respectivamente.

Pode-se afirmar que projetos de fundação profunda que possuem estacas de grande diâmetro e variações de comprimento devem ser tratados com mais assistência em fase de projeto, uma vez que percebe-se, nitidamente, uma variação considerável entre as capacidades de carga em que as estacas foram projetadas e as cargas reais, obtidas através de provas de carga.

Por fim, deve ser enfatizado, também, a necessidade de serem realizados ensaios geotécnicos e provas de carga, principalmente *a priori*, em obras de grande porte, pois somente com estes pode-se conseguir uma real previsão do comportamento das fundações.

7.1 Sugestão para pesquisas futuras

O presente relatório poderá servir de orientação para trabalhos futuros e permitir que novos estudos avaliem o desempenho de outros tipos de estacas e em diferentes tipologias de solo. Para essas avaliações dever ser respeitados os parâmetros locais, obtidos através dos ensaios citados na norma ABNT NBR 6122.

Propõem-se novos estudos, com uma maior quantidade de amostras para comprovar os métodos mais eficazes de previsão de comportamento de estaca hélice contínua monitorada, em argila porosa, com presença de lençol freático.

8 REFERÊNCIAS

ABNT NBR 12131. (2006). **Estaca – Prova de carga estática – Método de ensaio: NBR 12131**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT NBR 6122. (2010). **Projeto e execução de fundações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

AOKI, N. & VELLOSO, D. A. (1975). ***Na approximate method to estimate bearing capacity of piles***. V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Buenos Aires. ISSMGE.

BLIKLE, A., and A. MAZURKIEWICZ (1972). ***Na algebraic approach to the theory of programs, algorithms, languages and recursiveness***.

CARVALHO, J. C.; SILVA, C. M.; PAOLUCC, H. V. N.; GONZALEZ, Y. V.; VALENCIA, L.A.L. (2008). **Considerações sobre Análise dos resultados de prova de carga estática**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE IV, São Paulo.

CASTRO, B.C. & SOUZA, N.M.(2014). **Desenvolvimento de correlações entre sondagem SPT e prova de carga estática para os principais solo do Distrito Federal – Brasil**. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS.

DANZIGER, B. R. **Fundações. Relato**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas, Anais... Porto de Galinhas-PE, 2012. p. 188.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J.H., CINTRA, J.C.A. (1998). Análise e Projeto de Fundações Profundas. Capítulo 8. **Fundações: Teoria e Prática**, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 265-327.

DÉCOURT, L., & QUARESMA FILHO, A. R. (1978). **Capacidade de Carga de estacas a partir de valores de SPT**. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS.

DOMINGUES, V.R.(2013). **ANÁLISE DE DESEMPENHO E AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. Distrito Federal 2013.

FARIA, A. (1995). **Programa Cartas e Síntese e Estudo de integração Geológica; mapa geológico**. Escala: 1:100.000. Distrito Federal. Elab. Por Álvaro de Faria. colab. De Edi Mendes Guimarães e Almir Neves Figueiredo. Brasília, v.18.

JOPPERT Junior, I. (2007). **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: PINI Ltda.

MAGALHÃES, P. H. (2005). **Avaliação dos Métodos de Capacidade de carga e Recalque de Hélice via Provas de Carga**. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM-141/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

MAIA, C.M.M., FALCONI, F.F., FÍGARO, N.D., SOUZA FILHO, J.M., ANTUNES, W.R., TAROZZO, H., SAES, J.L., ALONSO, U.R., GOLOMBEK, S.(1998). Execução de Fundações Profundas. Capítulo 9. **Fundações: Teoria e Prática**, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 329-407.

MEYERHOF, G.G. (1956). Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, JSMFD, ASCE, 2(SM1): 197-228

MINETTE, E. *et al.* (2014). **Avaliação do atrito lateral de estaca hélice contínua**. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS.

MOTA, Neusa Maria Bezzera (2003). **Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação**. Tese de Doutorado, Publicação G. TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

PINTO, C. S. (2002). **Fundações Profundas (Vol. 2)**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

PINTO, C. S. (2006). **Curso Básico de Mecânica dos solos (3ª ed.)**. São Paulo: Oficina de Textos.

QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R.(1998). . Investigações Geotécnicas. Capítulo 3. **Fundações: Teoria e Prática**, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 119-162.

VAN DER VEEN, C. (1953). *The bearing capacity of pile. 3rd international Conference on Soil Mechanics*

Vários autores, 2000. **Previsão de desempenho comportamento real / ABMS/NRSP – São Paulo.**

VELLOSO, D.A. e LOPES, F.R. (2002). Volume 2 - **Fundações Profundas**. Rio de Janeiro: COPPE UFRJ.

VELLOSO, D., LOPES, F. R.(1998). Concepção de Obras de Fundação. Capítulo 6. **Fundações: Teoria e Prática**, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 211-226.

VELLOSO, P.P.C. (1981). Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos do Projeto. Anais, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.

VORCARO, M. C. & VELLOSO, D.A.(2000). Avaliação de Carga Última em Estacas Escavadas por regressão Linear. IV SEFE, São Paulo, SP, (2): 331-344.

9 ANEXOS

Figura 9.1: Sondagem 01

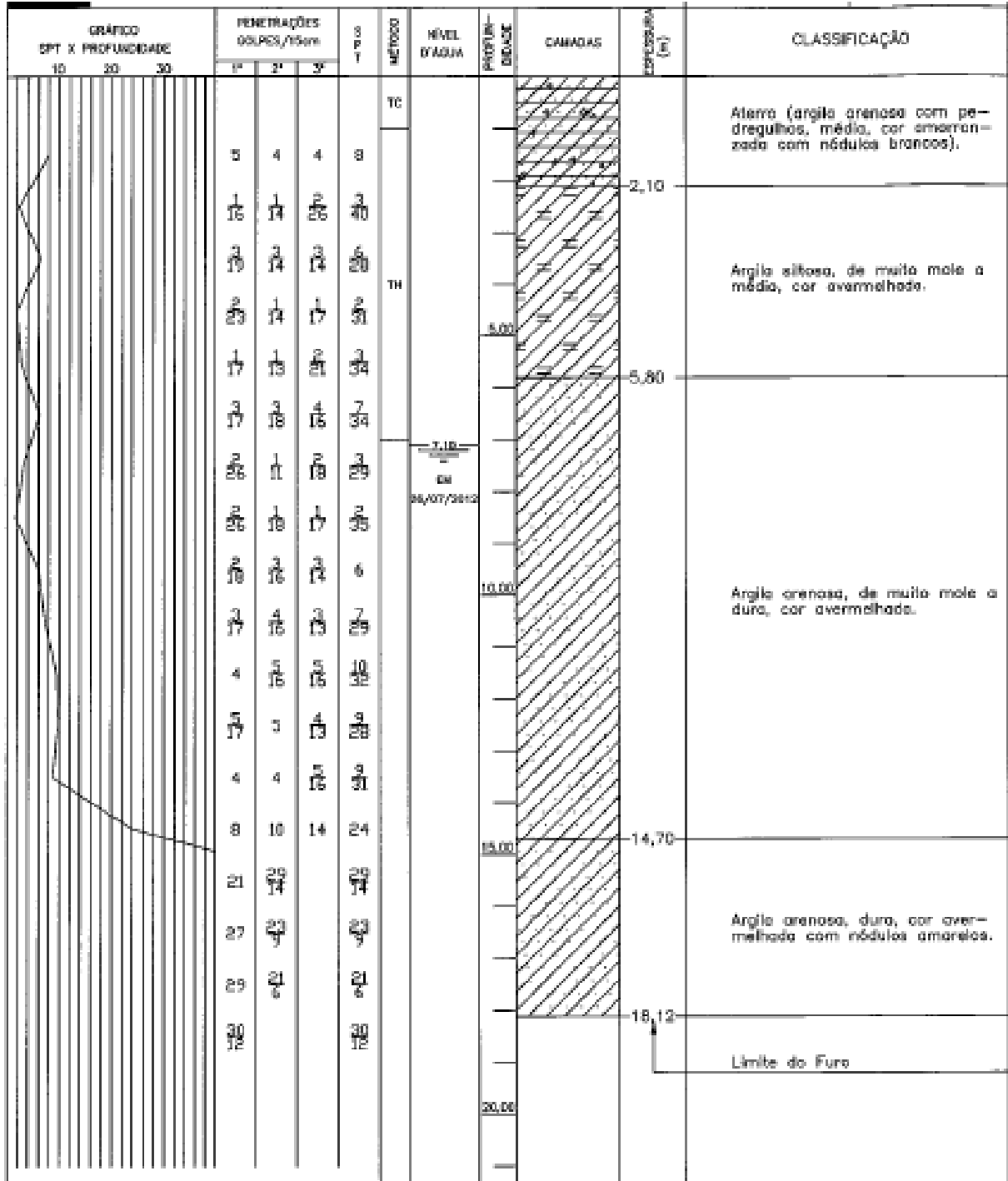


Figura 9.2: Sondagem 02

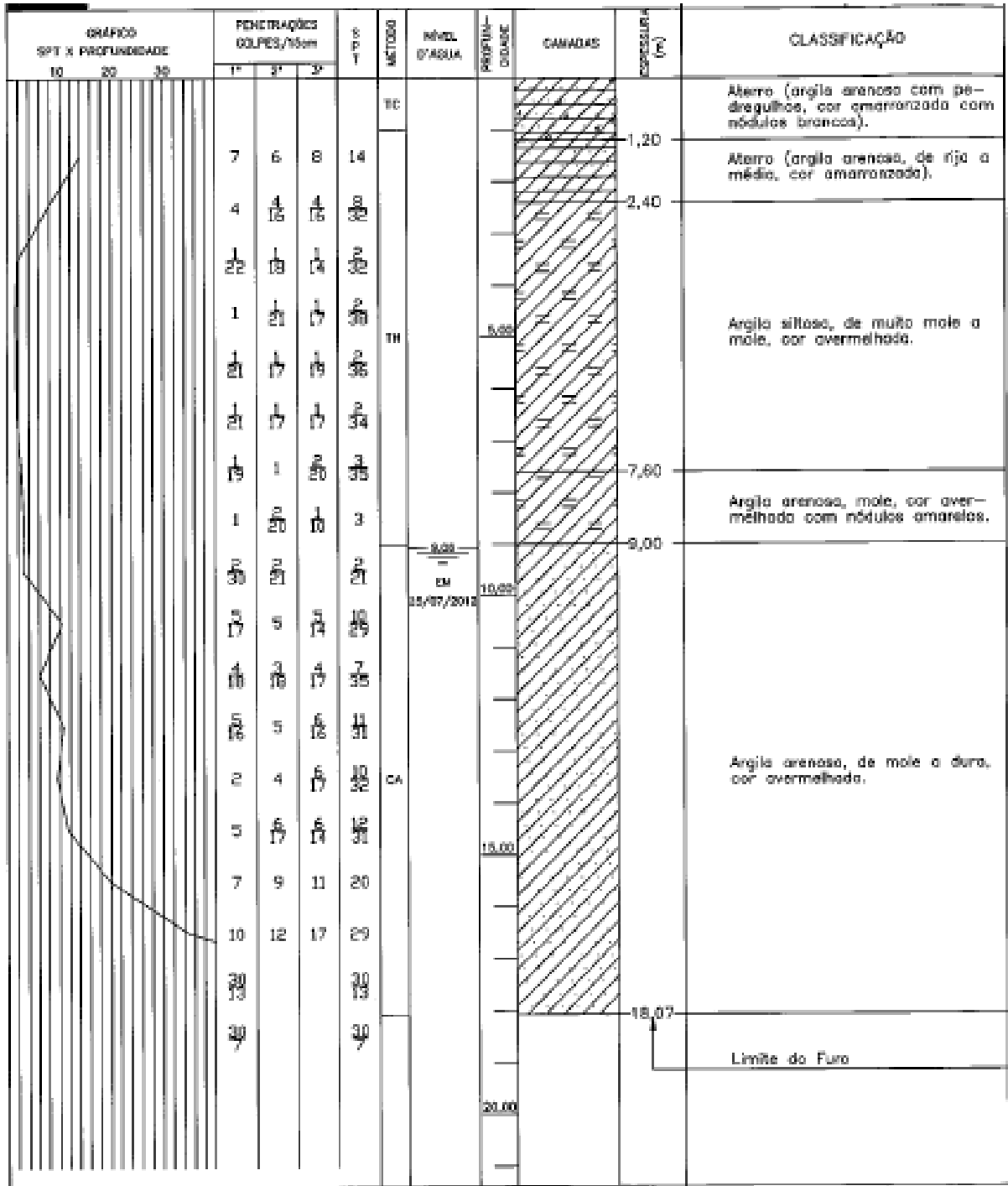


Figura 9.3: Sondagem 03

