



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CARLOS ROLIM NETO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE  
ESTACA ESCAVADA, INSTRUMENTADA, SUBMETIDA À COMPRESSÃO AXIAL  
EM SOLO DE FORMAÇÃO BARREIRAS**

Recife

2018

CARLOS ROLIM NETO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE  
ESTACA ESCAVADA, INSTRUMENTADA, SUBMETIDA À COMPRESSÃO AXIAL  
EM SOLO DE FORMAÇÃO BARREIRAS**

Dissertação apresentada à Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Geotecnia.

**Orientador:** Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2018

Catálogo na fonte  
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

R748c Rolim Neto, Carlos.  
Caracterização geotécnica e estudo da capacidade de carga de estaca escavada, instrumentada, submetida à compressão axial em solo de Formação Barreiras / Carlos Rolim Neto. – 2018.  
210 folhas, fig., quads., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.  
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil.      2. Estacas escavadas.      3. Prova de carga.  
4. Instrumentação.      I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador).      II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)      BCTG/2018-426

CARLOS ROLIM NETO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA ESCAVADA, INSTRUMENTADA, SUBMETIDA À COMPRESSÃO AXIAL EM SOLO DE FORMAÇÃO BARREIRAS**

Dissertação apresentada à Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

**Aprovada em:** 19 de outubro de 2018

**BANCA EXAMINADORA:**

---

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE  
(Orientador)

---

Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque – UNICAMP  
(Examinador externo)

---

Prof. Dr. Wilson Cartaxo Soares – UNIPE  
(Examinador externo)

À Deus, meu criador  
À minha esposa Marília  
Aos meus filhos, Amanda e Samuel Henrique  
Aos meus pais, Arivaldo (*In Memoriam*) e Vitória  
Aos meus irmãos, Daniela, Antonio e Arivaldo Júnior

## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor Dr. Roberto Quental Coutinho, que me iniciou na bela ciência da mecânica dos solos, pela confiança em mim depositada, pelos ensinamentos, pela orientação, mas sobretudo pelo ser humano que é. Nos momentos em que mais precisamos, tais pessoas surgem como uma luz, que invade nosso coração, indicando o caminho a seguir.

Ao professor Dr. Paulo Albuquerque pelo auxílio na instrumentação e prova de carga, sempre solícito e atencioso.

À minha esposa Marília, maior incentivadora, nunca mediu esforços para me ajudar. “Na alegria e na tristeza, na saúde e na doença, na riqueza e na pobreza, todos os dias de nossas vidas”. Nunca vi alguém cumprir tão bem tais palavras.

À minha filha Amanda, fonte perene de amor, meu maior presente.

Ao meu filho Samuel Henrique, meu melhor amigo, ainda pequeno durante o desenvolvimento deste trabalho, mas grande em essência e fonte de sonhos.

Aos meus pais, Arivaldo e Vitória, pela dedicação e exemplo.

Aos meus irmãos Daniela, Antonio e Arivaldo, pela cumplicidade e doação mútua.

À minha sogra Maria Celeste, pelo grande incentivo.

Ao professor Dr. Wilson Cartaxo Soares, diretor da Copesolo estacas e fundações Ltda, pelo incentivo, ajuda e apoio técnico, principalmente durante a prova de carga.

À Construtora Daterra, ao engenheiro Hermano Guerra, que gentilmente cederam a obra e o seu tempo, na ajuda para realização desta pesquisa.

Aos amigos acadêmicos Arthur Araújo, Higo Tavares, Felipe Barbosa e Danisete Neto, companheiros que tornaram a jornada mais leve e gratificante.

## RESUMO

Esta dissertação apresenta um estudo sobre a capacidade de carga de estacas escavadas, executadas em solo não saturado da Formação Barreiras da cidade de João Pessoa- PB, Brasil. Nesta pesquisa foi analisado o comportamento de uma estaca escavada de diâmetro  $\phi = 0,80$  m (8 mm) e comprimento  $L = 18$  m. Tal estaca foi submetida à esforço de compressão através da realização de prova de carga (lenta). O subsolo local é composto por solo arenoso (0 a 1,70 m de profundidade), arenito (1,70 a 2,80 m), silte argiloso (2,80 a 15,80 m), silte argiloso com pedregulho (15,80 a 17,0 m), silte argiloso com pouca laterita (17,0 a 20,80 m). A estaca foi instrumentada ao longo do fuste com extensômetros elétricos, de maneira a se obter os dados do mecanismo de transferência de carga e de deslocamento em profundidade. Desta maneira obteve-se o valor da carga de ruptura, através da completa sollicitação por atrito lateral e por resistência de ponta (extrapolação da curva carga recalque), apresentados pela interação do sistema solo-estaca, ou estipulando-se uma ruptura em função de um recalque limite ou ainda de critérios de ruptura física, como o Método da Rigidez (Décourt), Chin e outros. Assim, analisa-se os métodos de previsão de carga, realizando uma comparação entre os resultados reais e os previstos através de métodos semiempíricos para o elemento fundação, com o auxílio da curva carga x recalque e da instrumentação. Confrontando os resultados experimentais com os resultados de previsão de capacidade de carga, pretende-se chegar a um entendimento sobre a interação estaca/solo e seu modo de transferência de carga para o solo. O mecanismo de transferência da carga ao solo deu-se predominantemente por atrito e os métodos de extrapolação da carga de ruptura não foram eficazes para o nível de carregamento/deslocamento. O Método da Rigidez adequou-se para esta pesquisa, com resultados praticamente iguais com os da instrumentação. O método de capacidade de carga de Décourt e Quaresma, com a utilização do coeficiente  $\beta = 2,50$ , proporcionou resultados acurados para a parcela de atrito lateral.

Palavras-chave: Estacas escavadas. Prova de carga. Instrumentação.

## ABSTRACT

This dissertation presents a study about the load capacity of bored pile, executed in unsaturated soil of the Barreiras Formation located at João Pessoa- PB, Brazil. In this research the behavior of an bored pile of diameter  $\phi = 0.80$  m (8 mm) and length  $L = 18$  m was analyzed. Such a pile was submitted to the compression effort by carrying out a load test (SMLT). The local subsoil is composed of sandy soil (0 to 1.70 m depth), sandstone (1.70 to 2.80 m depth), clayey silt (2.80 to 15.80 m depth), clayey silt with gravel (15.80 to 17.0 m depth), clayey silt with little laterite (17.0 to 20.80 m depth). The pile was instrumented along its shaft with strain gages, in order to obtain the data of the mechanism of transfer of load and of settlement in depth. In this way, the value of the rupture load was obtained, through the complete skin friction and tip resistance (extrapolation of the load-settlement curve), presented by the interaction of the soil-pile system, or by stipulating a failure as a function of a limiting settlement or even criteria of physical rupture, such as the Stiffness Method (Décourt), Chin and al. Thus, load prediction methods are analyzed by comparing actual and predicted results using semi-empirical methods for the foundation element with the aid of the load x settlement curve and the instrumentation. Confronting the experimental results with the prediction results of load capacity, we intend to reach an understanding about the pile / soil interaction and its mode of transfer of load to the soil. The transfer mechanism of the load to the soil occurred predominantly through friction and the extrapolation methods of the failure load were not effective enough to the load level. The Stiffness Method was suited for this research, with results almost as equals as with of the instrumentation. The load capacity method of Décourt and Quaresma, with the  $\beta = 2,50$  coefficient use provided accurate results towards skin friction.

Keywords: Bored piles. Load test. Instrumentation.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

<b>Figura 1 –</b>	Estaca de ponta e estaca de atrito.....	25
<b>Figura 2 –</b>	Trados.....	26
<b>Figura 3 –</b>	Escavação da estaca.....	26
<b>Figura 4 –</b>	Trado para limpeza da ponta.....	26
<b>Figura 5 –</b>	Colocação da armadura.....	26
<b>Figura 6 –</b>	Concretagem da estaca.....	27
<b>Figura 7 –</b>	Estaca concretada.....	27
<b>Figura 8 –</b>	Escavação do bloco do coroamento.....	27
<b>Figura 9 –</b>	Localização do Estado da Paraíba.....	28
<b>Figura 10 –</b>	Localização da cidade de João Pessoa.....	28
<b>Figura 11 –</b>	Localização do Bairro dos Estados.....	28
<b>Figura 12 –</b>	Sequência executiva de uma estaca escavada.....	31
<b>Figura 13 –</b>	Comportamento de estacas submetidas a diferentes condições de carregamento axial.....	33
<b>Figura 14 –</b>	Primeira e segunda leis de Cambefort.....	38
<b>Figura 15 –</b>	Primeira e segunda leis de Cambefort, com “A” e “Q” iguais a zero.....	39
<b>Figura 16 –</b>	Leis de Cambefort modificadas.....	40
<b>Figura 17 –</b>	Forças atuando em um elemento em equilíbrio.....	42
<b>Figura 18 –</b>	Pontos delimitadores dos trechos da curva carga-recalque teórica.....	42
<b>Figura 19 –</b>	Apresentação típica de um resultado de transferência de carga em estaca instrumentada.....	52
<b>Figura 20 –</b>	Esquema elétrico da Ponte de Wheatstone.....	54
<b>Figura 21 –</b>	Detalhe genérico dos <i>strain gages</i> na Ponte de Wheatstone...	55
<b>Figura 22 –</b>	Definição dos limites inferior e superior do atrito.....	67
<b>Figura 23 –</b>	Limite inferior do domínio do atrito lateral ( $Q_{sl}$ ).....	68
<b>Figura 24 –</b>	Método de extrapolação de Décourt.....	70
<b>Figura 25 –</b>	Domínio de ponta e de atrito lateral no Gráfico de Rigidez.....	71
<b>Figura 26 –</b>	Análise das diversas correlações para representar o domínio da ponta.....	72

<b>Figura 27 –</b>	Análise das diversas correlações para representar o domínio do atrito lateral.....	73
<b>Figura 28 –</b>	Exemplos de estacas com atrito lateral predominante.....	74
<b>Figura 29 –</b>	Exemplo de fundações que não rompem (a) e de fundações que rompem (b).....	75
<b>Figura 30 –</b>	Prova de carga em bloco quadrado de fundação (1,0 x 1,0 m).....	76
<b>Figura 31 –</b>	Gráfico de precipitação acumulada (mm) de João Pessoa.....	78
<b>Figura 32 –</b>	Gráfico de temperatura máxima (°C) de João Pessoa.....	79
<b>Figura 33 –</b>	Gráfico de temperatura média (°C) de João Pessoa.....	79
<b>Figura 34 –</b>	Gráfico de temperatura mínima (°C) de João Pessoa.....	79
<b>Figura 35 –</b>	Gráfico da umidade relativa (%) de João Pessoa.....	80
<b>Figura 36 –</b>	Gráfico da evaporação total (mm) de João Pessoa.....	80
<b>Figura 37 –</b>	Gráfico da insolação total (horas e décimos) de João Pessoa.....	80
<b>Figura 38 –</b>	Localização do município de João Pessoa.....	82
<b>Figura 39</b>	Mapa da cidade de João Pessoa com a indicação do bairro dos Estados.....	86
<b>Figura 40 –</b>	Localização da área da pesquisa e locação dos furos de sondagem.....	87
<b>Figura 41 –</b>	Furo SP 01.....	88
<b>Figura 42 –</b>	Furo SP 02.....	88
<b>Figura 43 –</b>	Furo SP 03.....	89
<b>Figura 44 –</b>	Furo SP 04.....	89
<b>Figura 45 –</b>	Profundidades da escavação.....	91
<b>Figura 46 –</b>	Profundidades de coleta dos blocos.....	92
<b>Figura 47 –</b>	Escavação no entorno da amostra na profundidade final.....	93
<b>Figura 48 –</b>	Início da moldagem do bloco.....	93
<b>Figura 49 –</b>	Amostra deformada adjacente a amostra indeformada.....	93
<b>Figura 50 –</b>	Bloco moldado.....	94
<b>Figura 51 –</b>	Bloco envolto com papel filme.....	94
<b>Figura 52 –</b>	Bloco envolto com papel alumínio.....	94

<b>Figura 53 –</b>	Bloco envolto com tecido e parafina, devidamente identificado.....	95
<b>Figura 54 –</b>	Amostra na caixa de madeira, protegida com serragem.....	95
<b>Figura 55 –</b>	Amostra coletada, acondicionada e identificada.....	96
<b>Figura 56 –</b>	Profundidades de extração das amostras indeformadas.....	96
<b>Figura 57 –</b>	Localção das amostras indeformadas.....	97
<b>Figura 58 –</b>	03 profundidades de coleta das amostras indeformadas.....	97
<b>Figura 59 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante.....	100
<b>Quadro 1 –</b>	Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização – Amostra indeformada Am1.....	100
<b>Figura 60 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante amostra Am3.....	101
<b>Quadro 2 –</b>	Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização – Amostra indeformada Am2.....	101
<b>Figura 61 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante amostra Am3.....	102
<b>Quadro 3 –</b>	Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização – Amostra indeformada Am3.....	102
<b>Figura 62 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 1.....	103
<b>Figura 63 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 2.....	104
<b>Figura 64 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 3.....	105
<b>Figura 65 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 4.....	106
<b>Figura 66 –</b>	Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 5.....	107
<b>Figura 67 –</b>	Prensa de cisalhamento Ronald Top S/A.....	108
<b>Quadro 4 –</b>	Caracterização de solos da Formação Barreiras de Pernambuco e Paraíba.....	108

<b>Figura 68 –</b>	Moldagem dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto.....	109
<b>Figura 69 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto Umidade Natural amostra Am1.....	111
<b>Figura 70 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto Inundado amostra Am1.....	112
<b>Figura 71 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto “Residual” amostra Am1.....	114
<b>Figura 72 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto Umidade Natural amostra Am2.....	116
<b>Figura 73 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto Inundado amostra Am2.....	117
<b>Figura 74 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto “Residual” amostra Am2.....	119
<b>Figura 75 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto Natural amostra Am3.....	121
<b>Figura 76 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto Inundado amostra Am3.....	122
<b>Figura 77 –</b>	Ensaio de Cisalhamento Direto “Residual” amostra Am3.....	124
<b>Figura 78 –</b>	Moldagem dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto.....	127
<b>Figura 79 –</b>	Ensaio de Adensamento Duplo Amostra: Bloco Am1.....	128
<b>Figura 80 –</b>	Ensaio de Adensamento Duplo Amostra: Bloco Am2.....	131
<b>Figura 81 –</b>	Ensaio de Adensamento Duplo Amostra: Bloco Am3.....	133
<b>Figura 82 –</b>	Localização dos ensaios de campo realizados na obra.....	138
<b>Figura 83 –</b>	Canteiro de obras onde foi executada a estaca da pesquisa....	139
<b>Figura 84 –</b>	Sondagem mais próxima à estaca: SP03.....	140
<b>Figura 85 –</b>	Estaca teste (central) e estacas de reação.....	142
<b>Figura 86 –</b>	Detalhe da armadura da estaca ensaiada.....	142
<b>Figura 87 –</b>	Detalhe do bloco provisório da estaca teste.....	143
<b>Figura 88 –</b>	Armadura do bloco provisório da estaca teste.....	144
<b>Figura 89 –</b>	Sistema de reação da prova de carga em planta.....	146
<b>Figura 90 –</b>	Sistema de reação da prova de carga em corte.....	147
<b>Figura 91 –</b>	Sistema de reação da prova de carga na obra.....	147
<b>Figura 92 –</b>	Sistemas de medição.....	148
<b>Figura 93 –</b>	Limpeza da barra.....	150
<b>Figura 94 –</b>	Barra preparada.....	150
<b>Figura 95 –</b>	Etapa de colagem dos <i>strain gages</i> .....	151
<b>Figura 96 –</b>	Montagem do circuito.....	151

<b>Figura 97 –</b>	Proteção do sistema com resina.....	152
<b>Figura 98 –</b>	Ensaio de tração.....	152
<b>Figura 99 –</b>	Barra finalizada.....	152
<b>Figura 100 –</b>	Posicionamento da instrumentação.....	153
<b>Figura 101 –</b>	Identificadores das barras.....	154
<b>Figura 102 –</b>	Barra instrumentada unida ao vergalhão.....	154
<b>Figura 103 –</b>	Barras instrumentadas unidas ao vergalhão.....	155
<b>Figura 104 –</b>	Vergalhão instrumentado içado.....	155
<b>Figura 105 –</b>	Vergalhão instrumentado posicionado no eixo da estaca.....	156
<b>Figura 106 –</b>	Concretagem da estaca teste e proteção da instrumentação..	156
<b>Figura 107 –</b>	Ligação da fiação com a caixa de leitura.....	157
<b>Figura 108 –</b>	Ligações das barras instrumentadas na caixa de leitura modelo P3 micro measurements.....	157
<b>Figura 109 –</b>	Caixa de leitura ligada ao computador.....	158
<b>Figura 110 –</b>	Anotação das leituras iniciais.....	158
<b>Figura 111 –</b>	Perfuratriz.....	159
<b>Figura 112 –</b>	Trados de escavação.....	159
<b>Figura 113 –</b>	Trado de limpeza.....	159
<b>Figura 114 –</b>	Armaduras das estacas.....	160
<b>Figura 115 –</b>	Colocação da armação na estaca.....	160
<b>Figura 116 –</b>	Estaca armada e instrumentada.....	160
<b>Figura 117 –</b>	Concretagem da estaca.....	160
<b>Figura 118 –</b>	Estacas concretadas.....	161
<b>Figura 119 –</b>	Curva carga x recalque estaca ensaiada.....	163
<b>Figura 120 –</b>	Curva carga x recalque ajustada (Décourt).....	164
<b>Figura 121 –</b>	Curva carga x recalque ajustada (Chin).....	164
<b>Figura 122 –</b>	Carga estimada de ruptura (Chin).....	165
<b>Figura 123 –</b>	Curva carga x recalque ajustada (Van der Veen).....	165
<b>Figura 124 –</b>	Carga estimada de ruptura (Van der Veen).....	166
<b>Figura 125 –</b>	Curva carga x recalque ajustada (Van der Veen modificado por Aoki).....	166
<b>Figura 126 –</b>	Carga estimada de ruptura (Van der Veen modificado por Aoki).....	167

<b>Figura 127</b>	– Alternativas da curva carga x recalque em provas de carga.....	168
<b>Figura 128</b>	– Lei de Hooke.....	169
<b>Figura 129</b>	– Curvas Carga x Deformação Específica da Estaca.....	170
<b>Figura 130</b>	– Gráfico de transferência de carga ao longo da profundidade...	172
<b>Figura 131</b>	– Atrito lateral ao longo da profundidade.....	173
<b>Figura 132</b>	– Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio.....	174
<b>Figura 133</b>	– Reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta da estaca.....	175
<b>Figura 134</b>	– Valores da carga de ruptura em função do ensaio SPT e método de previsão empregado.....	177
<b>Figura 135</b>	– Porcentagem da carga de ponta em relação à carga total para cada método.....	178
<b>Figura 136</b>	– Valores da carga de ruptura em função do método de previsão com a sondagem mais próxima e a sondagem média.....	179
<b>Figura 137</b>	– Relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos baseados no SPT e a obtida na prova de carga.....	181
<b>Figura 138</b>	– Gráfico de precipitação anual da cidade de Brasília-DF.....	184
<b>Figura 139</b>	– Pluviometria do mês anterior ao ensaio da prova de carga.....	185
<b>Figura 140</b>	– Definição do limite inferior do atrito.....	186
<b>Figura 141</b>	– Definição do limite superior do atrito.....	187
<b>Figura 142</b>	– Curva carga x recalque extrapolada (Décourt).....	188
<b>Figura 143</b>	– Gráfico da Rigidez.....	189
<b>Figura 144</b>	– Gráfico atrito lateral x deslocamento.....	190
<b>Figura 145</b>	– Gráfico atrito lateral x deslocamento.....	191

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b>	Tipos de controles em execução de estacas escavadas com trado mecânico.....	27
<b>Tabela 2</b>	Tipos de estacas em função da rigidez relativa do solo-fuste-ponta “m”.....	44
<b>Tabela 3</b>	Fatores de correção F1 e F2.....	58
<b>Tabela 4</b>	Coeficientes K e razão de atrito $\alpha$ .....	58
<b>Tabela 5</b>	Coeficiente C.....	59
<b>Tabela 6</b>	Valores de $\alpha$ e $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo do solo..	60
<b>Tabela 7</b>	Valores aproximados de a, b, a', b'.....	61
<b>Tabela 8</b>	Valores do parâmetro $\alpha$ .....	62
<b>Tabela 9</b>	Valores do parâmetro $\beta$ .....	62
<b>Tabela 10</b>	Limites de r1 e valores de $\alpha$ para estacas hélice contínua.....	63
<b>Tabela 11</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am1 – Umidade natural.....	110
<b>Tabela 12</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am1 – Umidade natural inundado.....	112
<b>Tabela 13</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am1 – Umidade natural inundado “residual”.....	113
<b>Tabela 14</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am2 – Umidade natural.....	115
<b>Tabela 15</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am2 – Umidade natural inundado.....	117
<b>Tabela 16</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am2 – Umidade natural inundado “residual”.....	118
<b>Tabela 17</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am3 – Umidade natural.....	120
<b>Tabela 18</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am3 – Umidade natural.....	122
<b>Tabela 19</b>	Ensaio de cisalhamento direto amostra Am3 – Umidade natural inundado “residual”.....	123

<b>Tabela 20</b>	–	Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras de Pernambuco e da Paraíba.....	126
<b>Tabela 21</b>	–	Condições iniciais e finais da amostra Am1 utilizada no ensaio edométrico duplo.....	128
<b>Tabela 22</b>	–	Condições iniciais e finais da amostra Am2 utilizada no ensaio edométrico duplo.....	128
<b>Tabela 23</b>	–	Condições iniciais e finais da amostra Am3 utilizada no ensaio edométrico duplo.....	128
<b>Tabela 24</b>	–	Índice de vazios de alguns solos da Formação Barreiras.....	129
<b>Tabela 25</b>	–	Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização das amostras deformadas.....	136
<b>Tabela 26</b>	–	Características das estacas do edifício.....	141
<b>Tabela 27</b>	–	Características do ensaio.....	144
<b>Tabela 28</b>	–	Estágios de carga aplicados no ensaio.....	145
<b>Tabela 29</b>	–	Estágios de carga com seus respectivos recalques obtidos no ensaio.....	162
<b>Tabela 30</b>	–	Resumo dos valores da carga de ruptura estimados por extrapolação.....	167
<b>Tabela 31</b>	–	Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados.....	171
<b>Tabela 32</b>	–	Atrito lateral unitário máximo obtido na prova de carga.....	174
<b>Tabela 33</b>	–	Previsão da capacidade de carga método P P Costa Velloso....	176
<b>Tabela 34</b>	–	Previsão da capacidade de carga método Aoki-Velloso.....	176
<b>Tabela 35</b>	–	Previsão da capacidade de carga método Décourt-Quaresma..	176
<b>Tabela 36</b>	–	Previsão da capacidade de carga método Alberto Henriques Teixeira.....	177
<b>Tabela 37</b>	–	Previsão da capacidade de carga método Urbano Rodrigues Alonso.....	177
<b>Tabela 38</b>	–	Relação entre capacidades de carga por sondagem mais próxima e sondagem média.....	179
<b>Tabela 39</b>	–	Comparação entre os resultados obtidos pela prova de carga instrumentada e pelos métodos semiempíricos de capacidade de carga.....	180
<b>Tabela 40</b>	–	Valores de ruptura convencional e atrito na ruptura.....	190

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<b>A</b>	Área
<b>a, b, a', b'</b>	Parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT
<b>ABNT</b>	Associação Brasileira de Normas técnicas
<b>AESA</b>	Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba
<b>Am</b>	Amostra
<b>A<sub>p</sub></b>	Área da seção transversal
<b>Alr</b>	Carga na ruptura devido ao atrito lateral no fuste
<b>Apud</b>	Junto a
<b>ASTM</b>	American Society For Testing and Materials
<b>B</b>	Inclinação da reta inicial da primeira lei de Cambefort
<b>c</b>	Coesão
<b>C</b>	Coeficiente característico do solo
<b>C<sub>c</sub></b>	Índice de compressão
<b>C<sub>s</sub></b>	Índice de expansão
<b>C<sub>v</sub></b>	Coeficiente de adensamento vertical
<b>CA</b>	Concreto armado
<b>CDI</b>	Cisalhamento direto Inundado
<b>CDN</b>	Cisalhamento direto natural
<b>CDRM</b>	Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais
<b>CPT</b>	Cone Penetration Test
<b>CPRM</b>	Serviço Geológico do Brasil
<b>d</b>	Diâmetro
<b>D</b>	Diâmetro
<b>e</b>	Índice de vazios
<b>e<sub>0</sub></b>	Índice de vazios inicial
<b>E</b>	Módulo de elasticidade
<b>EDN</b>	Edométrico umidade natural
<b>EMBRAPA</b>	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
<b>et al.</b>	E outros
<b>EUA</b>	Estados Unidos da América
<b>f</b>	Atrito lateral

<b>F</b>	Força
<b>F1 e F2</b>	Fatores de correção
<b>Fck</b>	Resistência característica do concreto
<b>fmáx</b>	Mobilização máxima do atrito lateral
<b>fres</b>	Valor da reversão do atrito lateral
<b>fs</b>	atrito lateral
<b>fu</b>	Mobilização do atrito lateral
<b>GN</b>	Giganewton
<b>GPa</b>	Gigapascal
<b>h</b>	Altura
<b>h<sub>spt</sub></b>	Penetração total do amostrador
<b>IBGE</b>	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<b>INMET</b>	Instituto Nacional de Meteorologia
<b>IP</b>	Índice de Plasticidade
<b>K</b>	Rigidez relativa solo-estaca
<b>kg</b>	Quilograma
<b>kgf</b>	Quilograma força
<b>Km</b>	Quilômetro
<b>kN</b>	Quilonewton
<b>Kpa</b>	quilopascal
<b>Kr</b>	Rigidez da estaca como peça estrutural
<b>L</b>	Comprimento da estaca
<b>lbf</b>	Libra força
<b>LL</b>	Limite de Liquidez
<b>LP</b>	Limite de Plasticidade
<b>Log</b>	logarítmo
<b>M</b>	Metro
<b>Mm</b>	Milímetro
<b>MN</b>	Meganewton
<b>Mpa</b>	Megapascal
<b>N<sub>1</sub></b>	Valor médio de N <sub>SPT</sub> , calculado desde a cota da ponta da estaca até dois diâmetros acima da mesma

<b>N<sub>z</sub></b>	Valor médio de N <sub>SPT</sub> , calculado desde a cota da ponta da estaca até um diâmetro abaixo da mesma
<b>N<sub>i</sub></b>	Valor de N <sub>SPT</sub> correspondente à camada i
<b>Neq</b>	Número equivalente de golpes
<b>N<sub>p</sub></b>	Índice médio de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca
<b>N<sub>L</sub></b>	Índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura Δl
<b>N<sub>SPT</sub></b>	Número de golpes do ensaio SPT
<b>NBR</b>	Norma Brasileira
<b>P<sub>0máx</sub></b>	Recalque máximo do carregamento
<b>P<sub>adm</sub></b>	Carga admissível
<b>P<sub>at-lat</sub></b>	Resistência do atrito lateral na ruptura
<b>P<sub>h</sub></b>	Carga residual da ponta da estaca
<b>PC</b>	Prova de carga
<b>Pol</b>	Polegada
<b>Q</b>	Reação inicial da ponta
<b>Q<sub>L</sub></b>	Parcela de resistência por atrito lateral
<b>Q<sub>p</sub></b>	Parcela de resistência de ponta
<b>Q<sub>SCF</sub></b>	Resistência lateral na compressão
<b>Q<sub>STF</sub></b>	Resistência lateral na tração
<b>q<sub>u</sub></b>	Tensão limite normal no nível da ponta
<b>Q<sub>U</sub></b>	Carga última
<b>Q<sub>UC</sub></b>	Carga de ruptura convencional
<b>Q<sub>SL</sub></b>	Limite inferior do domínio do atrito lateral
<b>Q<sub>t</sub></b>	Carga total
<b>r</b>	recalque
<b>R</b>	Inclinação da reta inicial da segunda lei de Cambefort
<b>Rig</b>	Rigidez
<b>R<sub>ult</sub></b>	Ruptura física
<b>R<sub>p</sub></b>	Máxima resistência pela ponta
<b>S</b>	Seção transversal da estaca
<b>S<sub>el</sub></b>	Recalque elástico

<b>S<sub>h</sub></b>	Área da seção transversal da ponta
<b>S<sub>p</sub></b>	Área da ponta da estaca
<b>SML</b>	Slow Mantained Load
<b>SPT</b>	Standard Penetration Test
<b>SPT-T</b>	Standard Penetration Test com torque
<b>SUCS</b>	Sistema Unificado de Classificação de Solos
<b>t</b>	Tempo
<b>t<sub>90</sub></b>	Tempo necessário para ocorrer 90% do recalque
<b>T<sub>máx</sub></b>	Torque máximo
<b>T<sub>mín</sub></b>	Torque mínimo
<b>T<sub>f</sub></b>	Tonelada força
<b>U</b>	Perímetro da seção transversal da estaca
<b>UFPE</b>	Universidade Federal de Pernambuco
<b>V<sub>0</sub></b>	Tensão de saída
<b>V<sub>s</sub></b>	Tensão contínua
<b>Y<sub>1r</sub></b>	Metade do deslocamento necessário para reverter todo o atrito lateral
<b>Y<sub>1r</sub></b>	Parâmetro de Cambefort no descarregamento

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Razão de atrito
$\alpha$	Fator aplicado à parcela de ponta
$\alpha$	Fator de execução da estaca
$\beta$	Fator aplicado à parcela de atrito lateral
$\beta$	Fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca
$\beta$	Parâmetro adotado em função do tipo da estaca
$\Delta L$	Variação do comprimento
$\Delta p$	Variação de pressão
$\Delta R$	Variação da resistência elétrica
$\Sigma$	Somatório
$\varepsilon$	Deformação específica
$\varepsilon_h$	Deformação horizontal específica
$\varepsilon_v$	Deformação vertical específica
$\phi_{eq}$	Diâmetro equivalente
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi$	Diâmetro da estaca
$\&$	E
$\gamma$	Peso específico
$\lambda$	Fator de carregamento da estaca
$\rho$	Resistividade
$\sigma$	Tensão Normal
$\sigma_v$	Tensão Normal Vertical
$\sigma'_v$	Tensão Vertical Efetiva
$\sigma_{vm}$	Tensão de pré-adensamento
$\tau$	Tensão de Cisalhamento
$\mu$	Fator majorador do atrito lateral na ruptura
$\infty$	Infinito
$^{\circ}C$	Grau Celsius

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>24</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	24
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA.....	29
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	29
1.4	SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	30
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>31</b>
2.1	ESTACAS ESCAVADAS.....	31
2.2	INTERAÇÃO SOLO-ESTACA.....	32
<b>2.2.1</b>	<b>Fundações profundas em solos não saturados .....</b>	<b>36</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Leis de Cambeftort modificadas por Massad.....</b>	<b>37</b>
2.3	PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS.....	47
<b>2.3.1</b>	<b>Provas de carga comum.....</b>	<b>50</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Provas de carga com instrumentação.....</b>	<b>50</b>
2.4	EXTENSOMETRIA.....	53
<b>2.4.1</b>	<b>Formas de extensometria.....</b>	<b>53</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Princípio de funcionamento.....</b>	<b>53</b>
2.5	MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS.....	55
<b>2.5.1</b>	<b>Método de Aoki Velloso (1975).....</b>	<b>56</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Método de Décourt-Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996).....</b>	<b>58</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Método de Pedro Paulo Costa Velloso (1981).....</b>	<b>60</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Método de Alberto Teixeira (1996).....</b>	<b>61</b>
<b>2.5.5</b>	<b>Método de Urbano Alson (1996; 2000).....</b>	<b>62</b>
2.6	MÉTODO DA RIGIDEZ DÉCOURT (1996; 2008).....	65
<b>2.6.1</b>	<b>Conceito de Rigidez.....</b>	<b>68</b>
2.7	SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	77
<b>3</b>	<b>APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA.....</b>	<b>78</b>
3.1	ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA..	78
3.2	DESCRIÇÃO DA GEOLOGIA DA REGIÃO.....	81
<b>3.2.1</b>	<b>Geologia do estado da Paraíba.....</b>	<b>81</b>

<b>3.2.2</b>	<b>Geomorfologia da cidade de João Pessoa.....</b>	<b>82</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Aspectos geológicos da Formação de Barreiras.....</b>	<b>83</b>
3.3	LOCAL ESTUDADO.....	85
3.4	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO PERFIL ESTUDADO.....	86
<b>3.4.1</b>	<b>Investigação de campo.....</b>	<b>86</b>
3.4.1.1	Sondagens à percussão N <sub>SPT</sub> .....	87
3.4.1.2	Coleta de amostras deformadas e indeformadas.....	90
<b>3.4.2</b>	<b>Ensaio de laboratório.....</b>	<b>98</b>
3.4.2.1	Caracterização física – Amostras indeformadas (blocos).....	98
3.4.2.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	98
3.4.2.3	Ensaio de adensamento.....	98
3.4.2.4	Caracterização física – Amostras deformadas (sacos).....	98
<b>3.4.3</b>	<b>Metodologia dos ensaios.....</b>	<b>99</b>
3.4.3.1	Caracterização física.....	99
3.4.3.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	108
3.4.3.3	Ensaio de adensamento com drenagem vertical.....	126
3.4.3.4	Caracterização das amostras deformadas.....	136
3.5	SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	137
<b>4</b>	<b>PROVAS DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS E INSTRUMENTADAS.....</b>	<b>138</b>
4.1	INTRODUÇÃO.....	138
4.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO PERFIL DO SUBSOLO DA ESTACA ESTUDADA.....	139
4.3	PROVA DE CARGA.....	141
<b>4.3.1</b>	<b>Detalhe de projeto da estaca ensaiada.....</b>	<b>141</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Sistema de reação das estacas (Estaca teste).....</b>	<b>144</b>
<b>4.3.3</b>	<b>Metodologia.....</b>	<b>145</b>
4.3.3.1	Carregamento.....	145
4.3.3.2	Sistema de reação.....	145
4.3.3.3	Sistema de medição.....	148
4.4	PREPARAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO.....	149
4.5	INSTRUMENTAÇÃO E EXECUÇÃO DA ESTACA TESTE.....	153
4.6	SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	161

<b>5</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>162</b>
5.1	CURVA CARGA X RECALQUE.....	162
5.1.1	<b>Método de Décourt (1996).....</b>	<b>164</b>
5.1.2	<b>Método de Chin (1976).....</b>	<b>164</b>
5.1.3	<b>Método de Van der Veen (1953).....</b>	<b>165</b>
5.1.4	<b>Método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).....</b>	<b>166</b>
5.2	GRÁFICO CARGA X DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (TOPO DA ESTACA).....	168
5.3	APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA À ESTACA TESTE.....	176
5.4	ANÁLISE DA CARA DE RUPTURA DA PROVA DE CARGA E RELAÇÃO AO ESTIMADO EMPIRICAMENTE.....	180
5.5	FUNDAÇÕES EM SOLOS NÃO SATURADOS.....	182
5.6	DADOS PLUVIOMÉTRICOS AO LONGO DOS 30 DIAS ANTERIORES AO ENSAIO.....	184
5.7	MÉTODO DA RIGIDEZ DÉCOURT.....	185
5.8	COMPARATIVOS COM OUTROS RESULTADOS EM ESTACAS ESCAVADAS.....	191
5.9	SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	193
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>194</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>198</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Esta seção destina-se à descrição de fundações profundas, quando utilizá-las, tipos e como funcionam. É tratado com maior minúcia as estacas escavadas, suas vantagens e desvantagens, bem como sua forma executiva e onde podem ser utilizadas. São informados os objetivos (gerais e específicos) da pesquisa e a estrutura da dissertação.

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Quando o solo é pouco resistente ou compressível, não é adequado proporcionar o suporte de uma estrutura através de uma fundação superficial. Neste caso, as cargas oriundas da estrutura devem ser transmitidas ao longo das camadas do solo em sua profundidade. Para isso, as fundações profundas são as estruturas utilizadas para transmitir as cargas à níveis mais profundos e mais resistentes.

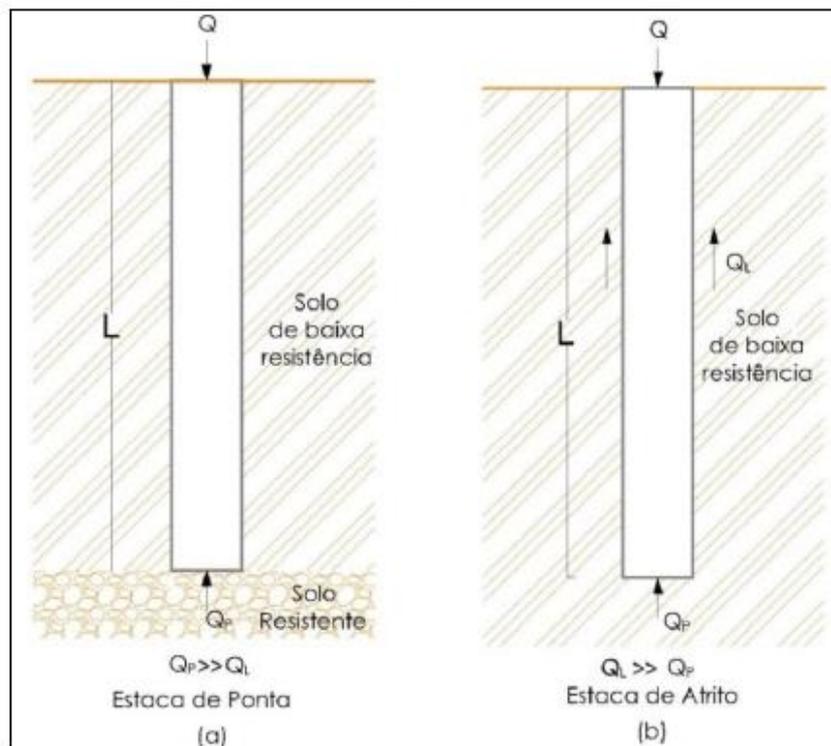
Segundo a NBR 6122/2010, as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, a 3m.

De acordo com Velloso & Lopes (2010) as fundações em estacas podem ser classificadas segundo diferentes critérios, como por exemplo pelo material (aço, concreto, madeira e mistas), bem como com o processo executivo, onde podem ser separadas segundo o efeito no solo que provocam ao serem executadas e são classificadas como:

- De deslocamento, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (estacas cravadas de maneira geral);
- De substituição, onde se encontram as estacas escavadas, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.
- Estacas sem deslocamento são aquelas onde não há praticamente remoção de solo.

- De acordo com seu funcionamento, o mecanismo de transferência da carga ao solo, as estacas podem ser:
- Estaca de ponta: Toda ou a maior parte do carregamento que recebe no seu topo se transmite à ponta
- Estaca de atrito: Toda ou a maior parte do carregamento que recebe é transmitido ao solo através do atrito lateral ao longo de seu fuste.

**Figura 1 – Estaca de ponta e estaca de atrito**



Fonte: DAS (2006)

As estacas escavadas são executadas mecanicamente com trado espiral, através de torres metálicas acopladas a caminhões ou esteiras. Em sua extremidade existem trados, e o avanço ocorre com o prolongamento telescópico até a cota desejada, com posterior lançamento do concreto a partir da boca da estaca com o auxílio de um funil. Sua utilização fica restrita a dois condicionantes: o subsolo deve apresentar estabilidade para escavação, para não haver a necessidade de revestimento (solos com coesão); a cota final da estaca deve estar acima do lençol freático. Como vantagens, podemos citar algumas a seguir:

- a) Acesso fácil em locais e regiões remotas;

- b) Facilidade de execução em locais de baixo pé-direito, pois o equipamento é facilmente adaptado;
- c) Ausência de vibrações em edificações vizinhas;
- d) Não obrigatoriedade de bomba de concreto na obra, bem como não há necessidade de concretagem imediata;
- e) Possibilidade de observação das diversas camadas do solo, bem como a retirada de amostras para comparação com a sondagem. Além disso, é possível detectar a presença de corpos estranhos no solo, como matacões, fossas sépticas, sumidouros, esgotos, etc., permitindo serem relocadas antes da concretagem;
- f) Pode-se atingir grandes profundidades (até 40 m) e grandes diâmetros (acima de 1,0 m)
- g) Podem ser executadas bem próximas à divisa do terreno, diminuindo a excentricidade dos blocos de coroamento.

As figuras 2 a 8 resumem os equipamentos e a sequência construtiva.

**Figura 2 – Trados**



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 3 – Escavação da estaca**



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 4 – Trado para limpeza da ponta**



Fonte: O autor, 2017

**Figura 5 – Colocação da armadura**



Fonte: O autor, 2017

**Figura 6 – Concretagem da estaca**



Fonte: O autor, 2017

**Figura 7 – Estaca concretada**



Fonte: O autor, 2017

**Figura 8 – Escavação do bloco do coroamento**



Fonte: O autor, 2017

Gusmão (2008) recomenda os principais controles da execução das estacas, antes, durante e depois da execução, conforme tabela 1.

**Tabela 1 – Tipos de controles em execução de estacas escavadas com trado mecânico**

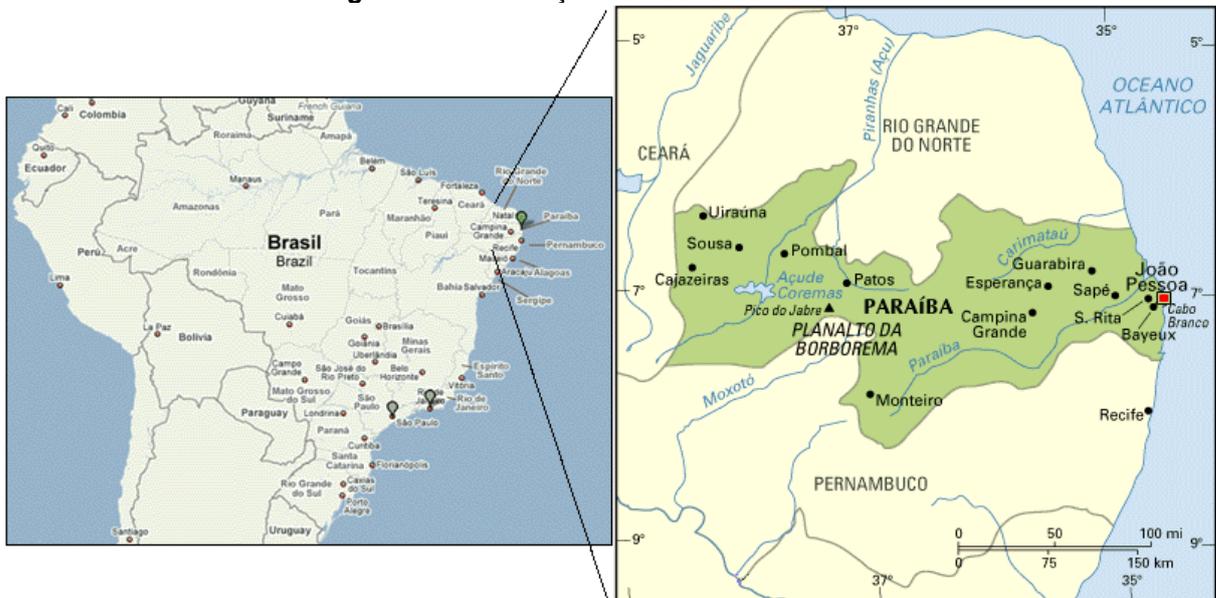
TIPO DE ESTACA	TIPO DE CONTROLES				
	ANTES EXECUÇÃO	DA	DURANTE EXECUÇÃO	A	APÓS A EXECUÇÃO
ESCAVADA COM TRADO MECÂNICO	CONTROLE MATERIAIS (CIMENTO, BRITA E AÇO)	DOS	CONTROLE CONCRETO, E SLUMP	DO TRAÇO	ENSAIO DE INTEGRIDADE
	VERIFICAÇÃO ARMADURA ESTACA	DA	LIMPEZA DO FUNDO DA ESTACA		
	VERIFICAÇÃO EQUIPAMENTO EXECUÇÃO	DO	VOLUME DO FUSTE		ENSAIO DE PROVA DE CARGA
		DE			

Fonte: Gusmão (2008)

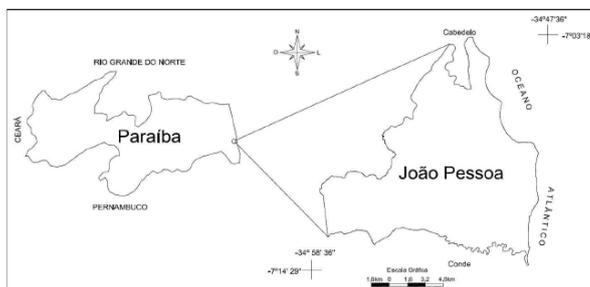
Com o crescimento urbano da cidade de João Pessoa em direção às áreas compreendidas pelos tabuleiros costeiros da formação barreiras, surgiu a necessidade de se conhecer com maiores detalhes, o comportamento destas estacas neste tipo de formação. A análise deste tipo de fundação deve ser direcionada para a mecânica dos solos não saturados. Espera-se que com esta pesquisa, possa-se avaliar alguns métodos semiempíricos de capacidade de carga. Assim, contribuir no elenco dos trabalhos mais representativos e qualitativos existentes na literatura.

O presente trabalho foi realizado no Bairro dos Estados, na cidade de João Pessoa, estado da Paraíba, Brasil. As figuras 9 a 11 situam o local da pesquisa.

**Figura 9 – Localização do Estado da Paraíba**



**Figura 10 – Localização da cidade de João Pessoa**



**Figura 11 – Localização do Bairro dos Estados**



Fonte: Meneses *et al.* (2009)

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo geral desta pesquisa é o estudo geotécnico do subsolo e análise da transmissão de carga ao solo através da instrumentação ao longo do fuste de uma estaca submetida a carregamento vertical. Como objetivos específicos, tem-se:

- ✓ Caracterização geotécnica da área de estudo;
- ✓ Obter e analisar a curva carga x recalque da estaca;
- ✓ Verificação da carga de ruptura do elemento de fundação;
- ✓ Realizar previsões da carga de ruptura através de métodos semiempíricos consagrados na literatura brasileira;
- ✓ Estudo do comportamento da fundação, para ver como a transmissão da carga se distribui ao solo por atrito lateral e por ponta, através da instrumentação do fuste da estaca ensaiada.

## 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em seis capítulos, que desenvolvem o tema abordado.

**INTRODUÇÃO** - Apresenta uma introdução sobre o assunto, com temas de projeto e execução das estacas escavadas, bem como as vantagens de sua utilização. Neste capítulo também é informado os objetivos desta pesquisa.

**REVISÃO BIBLIOGRÁFICA** - É feita uma breve revisão bibliográfica sobre estacas escavadas. Conceituam-se o sistema de fundação em estacas, seus fundamentos teóricos, e, de forma resumida, sobre a teoria da capacidade de carga em solos não saturados. Em seguida apresenta-se um resumo sobre provas de carga estática em estacas e alguns métodos de previsão da carga de ruptura de estacas e interpretação das curvas carga-recalque. Também é descrito neste capítulo o procedimento de ensaio da prova de carga estática e o uso da instrumentação, bem como é tratada, mesmo que de forma superficial, sobre a extensometria: seu funcionamento, sua aplicação, calibração e o que dela se obtém.

**APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA** - Descrevem-se os aspectos geológicos da região, com destaque para Formação Barreiras. É apresentado o

resultado dos ensaios geotécnicos realizados no local. Ainda é feita uma descrição de estacas escavadas, sua técnica executiva, indicações de uso e principais equipamentos.

**PROVAS DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS E INSTRUMENTADAS –** Descreve-se os procedimentos adotados na realização de provas de carga instrumentadas. São mostradas a instrumentação da estaca teste e as estacas de reação.

**APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS -** Contém os resultados, interpretação e análise da prova de carga. Apresenta-se o processo de transferência de carga, ao longo do fuste da estaca, através das medidas de deformação de sensores (*strain gages*). Os estudos avaliam o desempenho da estaca com a interpretação da curva carga-recalque.

**CONCLUSÃO -** Este capítulo é destinado às conclusões da pesquisa.

#### 1.4 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Apresentação da estaca escavada, que foi o tipo de estaca pesquisada neste trabalho. É informado sua forma de execução, suas vantagens, suas limitações e o controle que se deve ter no uso desta estaca, antes, durante e depois de sua execução.

É apresentada a localização da área da pesquisa, que fica no Bairro dos Estados, na cidade de João Pessoa, estado da Paraíba, Brasil.

Além do exposto acima, são informados os objetivos da pesquisa, geral e específicos, bem como a estrutura da dissertação em cada uma das suas seis seções.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção é apresentada a base teórica desta dissertação, com informações sobre estacas escavadas, fundações em solos não saturados, provas de carga, extensometria alguns métodos de previsão de capacidade de carga em fundações profundas e o Método da Rigidez.

### 2.1 ESTACAS ESCAVADAS

A NBR 6122/2010, em seu item 3.15, define este tipo de estaca como

estaca executada por perfuração do solo através de trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante. Um caso particular da estaca escavada mecanicamente é a estaca broca executada, usualmente, por perfuração com trado manual. (ABNT, pag. 4, 2010)

As estacas escavadas são assim definidas devido à sua execução. Inicia-se com uma perfuração do terreno utilizando-se um trado, retirando-se o solo. Posteriormente colocam-se as armaduras e em seguida realiza-se a concretagem. Ainda de acordo com a NBR 6122/2010, no item 8.5.6.1, é tolerada uma excentricidade de 10% do seu diâmetro, e no item 8.5.7, é permitido um desaprumo de 1% do comprimento da estaca, o concreto é simplesmente lançado do topo da perfuração, através de tromba (funil) de comprimento adequado, sendo suficiente que o comprimento do tubo funil seja de cinco vezes o seu diâmetro interno. A figura 12 mostra a sequência executiva de uma estaca escavada.

**Figura 12** – Sequência executiva de uma estaca escavada



Fonte: <https://www.construcaomercado17.pini.com.br>

Nas estacas escavadas, a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Quando superior a esse valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor (NBR 6122/2010).

$$P_{adm} \leq 1,25 \times P_{at-lat.} \quad (1)$$

Observações experimentais de diversos pesquisadores revelam que a condição de mobilização máxima do atrito é atingida para baixos valores de recalque da estaca, geralmente entre 5 e 10 mm, independentemente do tipo de estaca e do diâmetro do seu fuste. Ao contrário, a máxima mobilização da resistência de ponta exige recalques bem mais elevados, com valores correspondentes a cerca de 10% do diâmetro da base, para estacas cravadas, e de até 30% do diâmetro da base, para estacas escavadas (CINTRA & AOKI, 2010).

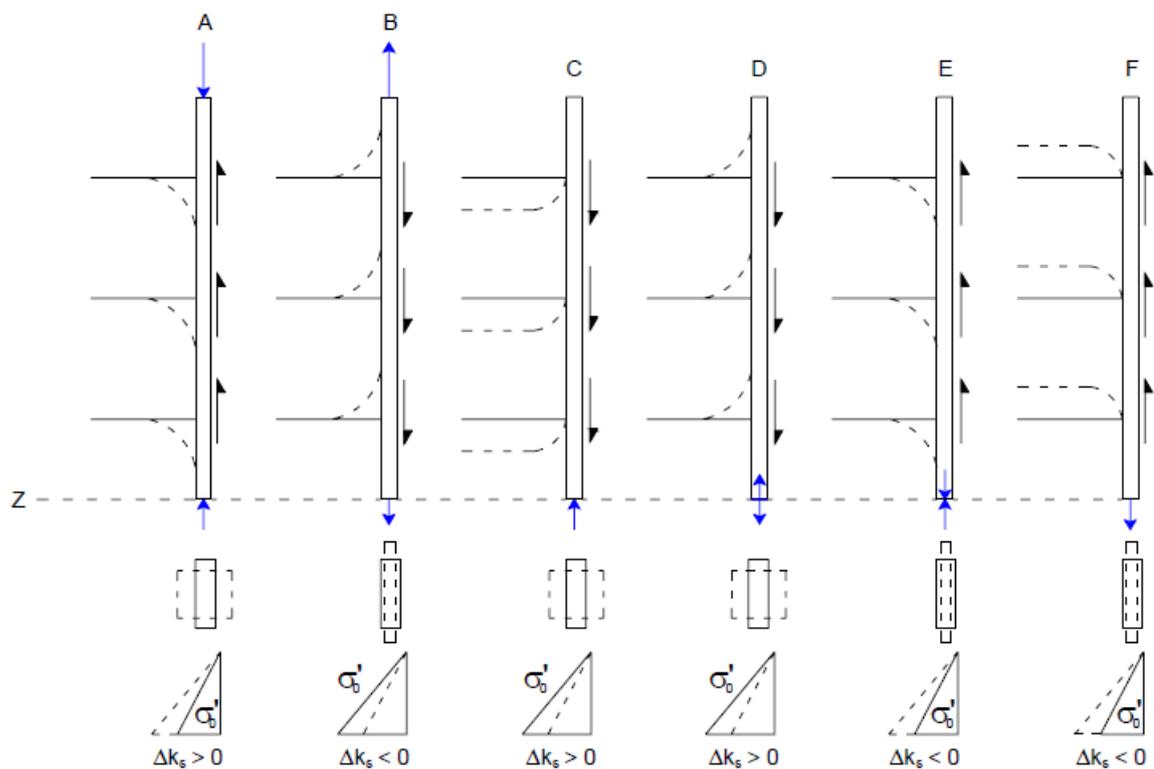
## 2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTACA

São muitos os estudos de relevância que veem sendo desenvolvidos com a intenção de entender o complexo mecanismo de interação estaca-solo. A transferência de carga pela estaca ao solo, geram esforços ao longo do fuste da estaca, que é denominado resistência lateral, sendo esta em função das dimensões, processo de instalação, material e rigidez da estaca, carga aplicada e características geotécnicas do solo.

O processo de transferência de carga é analisado por alguns autores através de soluções analíticas, como os trabalhos de Poulos e Davis (1980) e Vargas (1981). Por outro lado, existe uma outra vertente de pesquisadores que estuda este processo a partir de resultados de provas de cargas instrumentadas, como os trabalhos de Coyle e Resse (1966), Coyle e Sulaiman (1967), Vésic (1970) e Cooke (1978). Menezes (1997) relata que os resultados obtidos através de provas de cargas instrumentadas é a melhor maneira de se avaliar o mecanismo de transferência de carga da estaca ao solo, já que as soluções analíticas apresentam resultados menos realísticos.

Fellenius (1984) apresenta o comportamento de estacas submetidas a diversas situações de carregamento axial de compressão e tração, em análise às tensões verticais impostas ao fuste da estaca influenciando no diâmetro, conforme mostrado na figura 13, interessando ao presente trabalho o caso “A”. Fellenius observou que no caso de esforços à compressão, ocorre um acréscimo de tensões verticais do solo junto à estaca com o aumento do diâmetro. Já na situação em que a estaca é submetida a esforço de tração, ocorre uma redução do diâmetro da estaca e um alívio das tensões verticais do solo junto à estaca (caso “B”). Este é um dos fatores que influencia na defasagem da resistência lateral em estacas submetidas a esforços de tração.

**Figura 13** – Comportamento de estacas submetidas a diferentes condições de carregamento axial



De acordo com Orlando (2000) a resistência lateral na tração ( $Q_{stf}$ ) é sempre menor que a resistência lateral na compressão ( $Q_{scf}$ ) e a relação  $Q_{stf}/Q_{scf}$  diminui com a diminuição de  $L/d$ .

Existem três razões citadas por De Nicola & Randolph (1993) e três citados por Orlando (2000), sobre o comportamento tração/compressão:

- a) Expansão ou contração do fuste devido ao efeito de Poisson, alterando as tensões
- b) Radiais no solo (para estacas muito longas, “*off shore*”).
- c) Diferenças nas tensões no solo provocadas pelo tipo de carregamento.
- d) Alterações nas tensões efetivas devido à rotação da direção das tensões principais, com redução da resistência da areia.
- e) Possibilidade da formação de superfície de ruptura com inclinação diferente da vertical, não paralela ao fuste da estaca, principalmente para pequenos deslocamentos (mecanismo diferente que na compressão). Poderia haver inclusive a formação de uma cunha de solo, cujo peso contribuiria na resistência da estaca à tração (mas com resistência à tração sempre menor que a resistência lateral na compressão).
- f) Alteração dos parâmetros da areia em função do carregamento (índice de vazios e parâmetros de resistência).
- g) Alteração dos parâmetros e estado de tensão na areia, caso haja movimentação da mesma na região da ponta, no levantamento.

A mobilização da carga lateral de ruptura ocorre bem antes da mobilização da resistência de ponta e a fração da carga total resistida pela ponta aumenta com a intensidade da carga (VÉSIC, 1975a *apud* CORRÊA, 1988). A porcentagem de carga resistida pela ponta, é em geral, portanto, menor para a carga de trabalho do que para a carga de ruptura (CORRÊA, 1988). Além disso, a partir de provas de carga, obteve uma indicação de que o atrito lateral para estacas comprimidas é maior do que para as estacas tracionadas (CORRÊA, 1988).

Tratando-se, agora, de uma análise prática de transferência de carga propriamente dita, a utilização de provas de carga instrumentadas, onde são colocados extensômetros elétricos de resistência ao longo de uma barra no comprimento do fuste da estaca, onde é possível medir as deformações específicas do fuste da estaca e depois calcular as cargas nos níveis instrumentados (CARVALHO *et al.*, 1991).

As cargas nos níveis instrumentados são calculadas experimentalmente através da instalação de um extensômetro elétrico em uma seção transversal da estaca próxima ao nível do terreno, deixando-a, nesta seção, livre da influência do

solo ao seu redor. Desta forma, toda carga aplicada pelo macaco é transferida integralmente à seção instrumentada. Conhecendo-se a carga aplicada e a deformação específica, através da Lei Hooke obtém-se experimentalmente o produto do módulo de deformação equivalente pela área da seção transversal que é, então, utilizado para a determinação da carga nos demais níveis instrumentados (ALBUQUERQUE, 2017).

Deste procedimento resultam curvas de transferência de carga, apresentando a carga nos níveis instrumentados em cada estágio do ensaio (CARVALHO *et al.*, 1991).

Os métodos de análise teórica do comportamento mecânico das estacas se dividem basicamente em três: Métodos do Meio Elástico-Contínuo, Métodos de Transferência de Carga e Métodos dos Elementos Finitos.

Os Métodos do Meio Elástico-Contínuo são baseados na Teoria da Elasticidade, notadamente através das equações de Mindlin (1936) com discretizações da estaca em uma série de elementos, atribuindo a cada um deles um valor de carga a ser transferida ao solo (a estaca é submetida pelas cargas que aplica ao solo que é então considerado como se não houvesse estaca instalada). Algumas discretizações adotadas são as de Aoki & Lopes (1975) e de Poulos & Davis (1980). Esta teoria apresenta limitações de ordem prática.

Os Métodos de Transferência de Carga, diferentemente, não consideram solo e estaca como um único meio contínuo, tampouco consideram que haja uma interface entre os dois. Em alguns desses métodos, a estaca é também discretizada e o solo é considerado como se fosse composto por molas ligadas a seus elementos. Pode-se, porém, admitir diferentes tipos de comportamento para estas molas em função do nível de carregamento a que se submete a estaca, bem como representar facilmente a não homogeneidade do solo (AMANN, 2000). Alguns métodos adotados são o de Coyle & Reese (1966), Randolph & Wroth (1978) e o de análise de provas de carga pelas Leis de Camberfort modificadas por Massad (1991 a 1994). No Método dos Elementos Finitos a estaca e o solo ao redor dela são discretizados em uma grande quantidade de elementos.

### 2.2.1 Fundações profundas em solos não saturados

Cintra (2004) faz um relato sobre a evolução dos estudos de fundações em solos não saturados no âmbito mundial e nacional. Segundo o autor, Holtz e Gibbs (1953) realizaram um trabalho pioneiro com 28 provas de carga em estacas cravadas e moldadas in loco, com e sem pré-inundação do terreno, realizado em solo colapsível no estado de Nebraska, EUA. Neste trabalho, os autores analisaram duas situações: primeiro, estacas de ponta apoiadas em camada de areia compacta subjacente ao *loess* colapsível superficial, que pouco sofreram influência da inundação; segundo, estacas de atrito embutidas em *loess* colapsível, as quais sofreram diminuição significativa da capacidade de carga por causa da inundação, chegando em certos casos, a perdas superiores a 50%. Este relato mostra que naquela época, havia a preocupação em estudar fundações profundas em solos não saturados, neste caso, em solos colapsíveis.

No Brasil, Cintra (2004) cita Albiero (1972), que realizou 19 provas de carga sem inundação, em estacas escavadas do tipo broca com diâmetro de 0,15 a 0,30 m e comprimento de 2 a 8 m, em São Carlos-SP. Neste caso, o autor destacava que estas estacas sofrem sensível redução na capacidade de carga na época chuvosa. Também são citadas as primeiras provas de carga em estacas realizadas no Brasil, com inundação do terreno, relatadas por Mellios (1985) e Monteiro (1985). Trata-se de provas de carga realizadas em estacas do tipo broca, nos solos porosos das proximidades da hidrelétrica de Jupia, realizadas com e sem inundação do terreno. A capacidade de carga das estacas sem inundação, da ordem de 150 kN, reduziu para cerca da metade com a inundação prévia.

Cintra (2004) diz que o importante papel da sucção matricial na capacidade de carga pode esclarecer, pelo menos em parte, divergências de resultados de provas de carga que ocorrem nas seguintes situações: 1) ensaios estáticos realizados em datas distintas, às vezes intercaladas por chuva; 2) prova de carga dinâmica realizada no momento da cravação de uma estaca, e provas de carga estática realizada algum tempo depois. De modo semelhante, ensaios de SPT e provas de carga realizados em épocas distintas podem justificar discrepâncias entre valores previstos e os obtidos experimentalmente.

Cintra *et al.* (2003) mostraram que valores de NSPT obtidos em sondagens realizadas em solos colapsíveis (porosos) são afetados pela sucção (ou seja, pela umidade). Por isso, é de se esperar que em épocas de chuvas se encontrem valores de NSPT inferiores àqueles obtidos em épocas de seca, no mesmo local. Este fato sugere que os valores de NSPT se relacionam diretamente à umidade do solo e podem ser correlacionados apenas com valores de resistência correspondentes à umidade no momento da realização dos ensaios. Também se observa uma diminuição de aproximadamente 30% nos valores de resistência quando se utiliza o sistema de circulação de água antes de atingir o nível d'água.

De modo semelhante, as provas de carga realizadas em época de chuva indicam valores de capacidade de carga reduzidos em relação a ensaios conduzidos na estação seca do ano.

### **2.2.2 Leis de Cambefort modificadas por Massad**

As leis de interação entre o solo e a estaca foram propostas por Cambefort (1964), modeladas por Baguelin e Venon (1971), que considera a compressibilidade da estaca, e posteriormente estudadas por Cassan (1978).

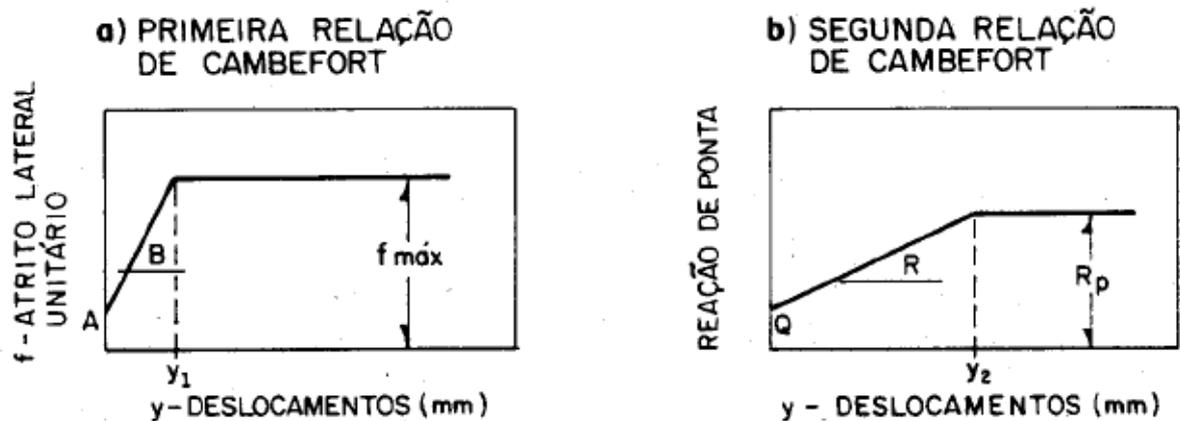
É uma análise teórica que adota relações rígido elástico plástico para o atrito lateral e para a ponta das estacas, procurando as fases de mobilização e de saturação da resistência do solo em função do deslocamento médio do fuste e da ponta. Resumindo, tem-se que a variação do atrito lateral unitário com o deslocamento do fuste da estaca e a variação da reação de ponta da estaca com o deslocamento de sua ponta.

O fenômeno de transferência de cargas pode ser analisado pelo método matemático baseado em relações ou leis, proposto por Cambefort (1964).

Segundo Nogueira (2004) esta análise teórica considera a curva carga-recalque uma série de trechos, cada um correspondendo a uma determinada etapa da transferência de carga da estaca para o solo.

As leis ou relações de Cambefort (1964) representam, de forma matemática, as relações elementares de interação solo-estaca e são duas, ilustradas na figura 14.

Figura 14 – Primeira e segunda leis de Cambefort



Fonte: Massad (1991b)

De acordo com a figura 14 “a”, tem-se:

- $Y_1$  – Indica o valor do deslocamento (recalque) máximo, em que o atrito lateral seja totalmente mobilizado (5 a 10 mm).
- B - Acréscimo linear do atrito lateral correspondente a determinado deslocamento, até atingir a mobilização máxima do atrito lateral  $f_u = f_{máx}$ .
- A – Adesão inicial entre o solo e a estaca, que, de acordo com Cassan (1978), pode-se tomar valor igual a zero, pois pouco altera os resultados.

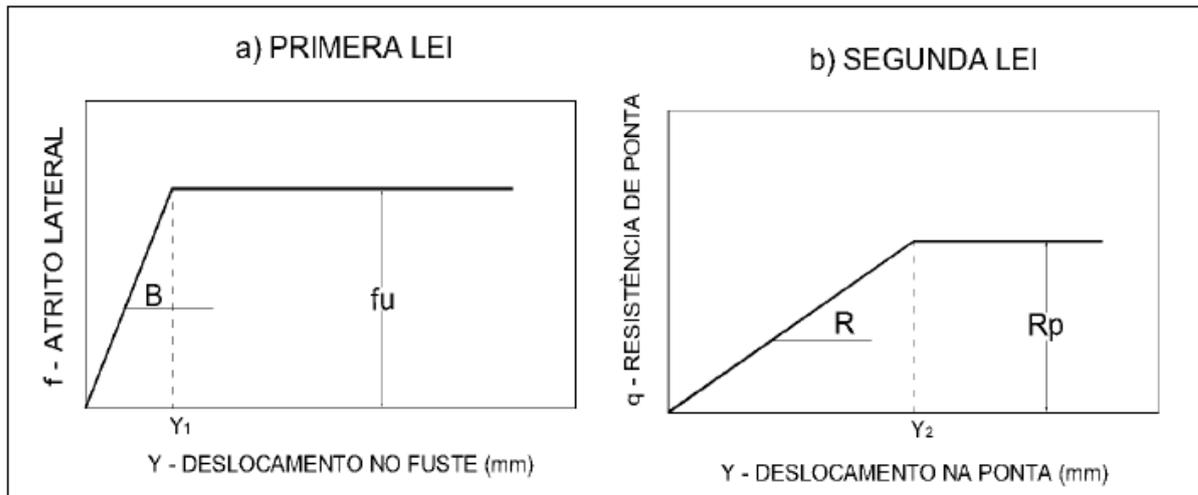
Os valores de  $Y_1$  e B referem-se à primeira lei.

- $Y_2$  – Deslocamento máximo para que ocorra ruptura pela ponta (recalque de ruptura da ponta, entre 10% a 30% do diâmetro da estaca)
- R – Acréscimo linear da resistência pela ponta correspondente a determinado deslocamento, até atingir a máxima resistência de ponta. Indica, assim, o crescimento da tensão da ponta até o seu máximo valor na ruptura.
- $R_p$  – Máxima resistência pela ponta, ou seja, valor máximo na ruptura.
- Q – Reação inicial da ponta, onde é considerado igual a zero, quando a estaca não for de deslocamento e estiver sendo carregada pela primeira vez.

Os valores  $Y_2$  e R referem-se à segunda lei.

Dessa forma, para estacas escavadas, com “A” e “Q” iguais a zero, tem-se:

**Figura 15** – Primeira e segunda leis de Cambofort, com “A” e “Q” iguais a zero



Fonte: Massad (1995)

Ao analisar os gráficos da figura 15, chega-se à conclusão que para a mobilização do atrito lateral, os deslocamentos são pequenos (valores de  $Y_1$  da ordem de alguns milímetros para que se atinja  $f=f_{\text{máx}}$ ). Para a mobilização da resistência de ponta, faz-se necessário um deslocamento (recalque) muito maior (valores de  $Y_2$  bem maiores, da ordem de dezenas de centímetros).

Assim, pode-se distinguir 05 etapas no processo de transferência de carga da estaca para o solo, que seguem:

ETAPA 01 – Início da transferência da carga ao solo, mobilização do atrito lateral, ainda sem deslocamento e nenhuma reação na ponta da estaca.

ETAPA 02 – A ponta começa a se deslocar, que ainda tem reação nula. O atrito lateral no fuste da estaca ainda não foi totalmente mobilizado ( $f < f_{\text{máx}}$ ).

ETAPA 03 - Início da saturação do atrito lateral, maior no topo da estaca. Quanto à ponta, a reação acontece pela reta com inclinação R (figura 14).

ETAPA 04 – Todo o fuste está com o atrito lateral ao máximo ( $f = f_{\text{máx}}$ ). Na ponta, já existe um deslocamento  $Y_1$ , contudo  $Y_1 \ll Y_2$ . Nesta etapa, apenas uma fração de  $R_p$  está sendo mobilizada.

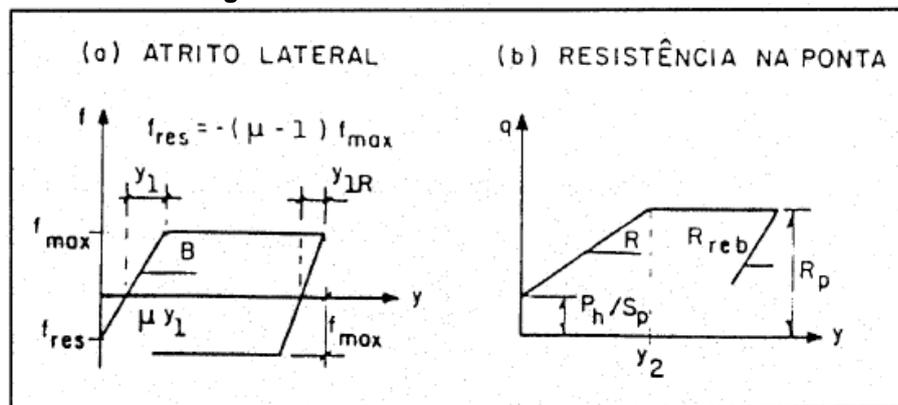
ETAPA 05 – Como o atrito lateral já estava em seu valor máximo, qualquer acréscimo de carga é possível devido à ponta da estaca. Isso é possível até o valor  $Y_2$ , quando ocorre a ruptura.

Décourt (1989), diz que quando se submete uma estaca escavada a um segundo carregamento, surge em sua ponta uma carga residual  $P_h$ .

As cargas residuais são resultado da cravação de estacas ou de um segundo carregamento em estacas escavadas, e é basicamente uma carga que fica aprisionada ( $P_h$ ), durante o primeiro carregamento e é indicada durante uma segunda prova de carga.

Massad (1992), elaborou um modelo matemático, válido para o primeiro carregamento de estacas escavadas, mas também válido para o segundo carregamento, no qual incorpora a carga residual na ponta da estaca. Assim, as leis de Cambefort modificadas estão ilustradas na figura 16.

Figura 16 – Leis de Cambefort modificadas



Fonte: Massad (1993)

Na figura 16 pode-se observar:

- $P_h$  – Carga residual de ponta
- $S_h$  – Área da seção transversal da ponta
- $\mu$  - Fator majorador do atrito lateral na ruptura, que quantifica a ação da carga residual. A vantagem do uso deste parâmetro está no fato de se poder tratar globalmente o comportamento das estacas com a curva carga-recalque no topo, seja ela escavada ou cravada.
- $y_{1r}$  – É a metade do deslocamento necessário para reverter todo atrito lateral.
- $f_{res}$  – Quando ao final do primeiro carregamento a estaca é descarregada, existe o chamado *rebound*, ocorrendo a reversão do atrito lateral. Dessa forma, “A” assume um valor residual negativo, chamado  $f_{res}$ .

A inclusão da carga residual ( $P_h$ ) é feita através do fator  $\mu$ , definido pelo autor como:

$$\mu = 1 + \frac{Ph}{Alr} \quad (2)$$

Onde o valor de  $\mu$  varia obrigatoriamente entre 1 e 2. No caso de estacas escavadas, o valor de  $\mu$  é igual a 1. Onde:

$Alr = f_{\text{máx}} \cdot \pi \cdot D \cdot h$  – Carga na ruptura devido ao atrito lateral no fuste.

D – Diâmetro do fuste.

h – Altura da estaca

Observando os dois casos de carregamento (primeiro e segundo), tem-se duas situações:

a) No primeiro carregamento:

- Para estacas escavadas,  $\mu = 1$  ( $Ph = 0$ ).
- Para estacas cravadas, de ponta,  $\mu = (Ph = Alr \cdot R_p \cdot S_p)$ .
- Para estacas cravadas, de atrito,  $1 < \mu < 2$  ( $Ph = R_p \cdot S_p < Alr$ )

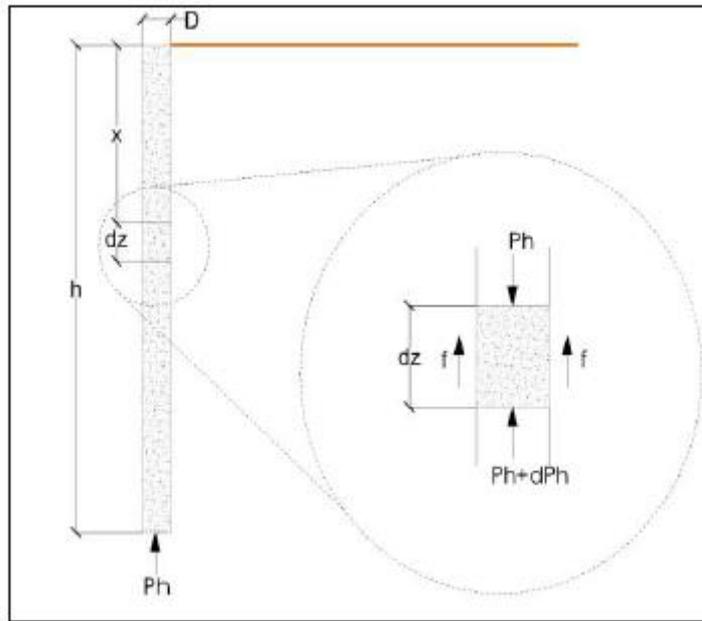
b) No segundo carregamento:

Para o caso de estacas escavadas em seu segundo carregamento, não se descarta a possibilidade  $\mu > 2$ . Sendo  $\mu > 1$ , o atrito lateral unitário (f) deve ser revertido de um valor negativo inicial ( $f_{RES}$ ) que equilibra a força Ph.

Este atrito lateral torna-se positivo à medida que a carga no topo aumenta até atingir a total mobilização quando f se iguala a  $f_{\text{máx}}$ .

A interação estaca-solo fica equalizada conforme figura 17:

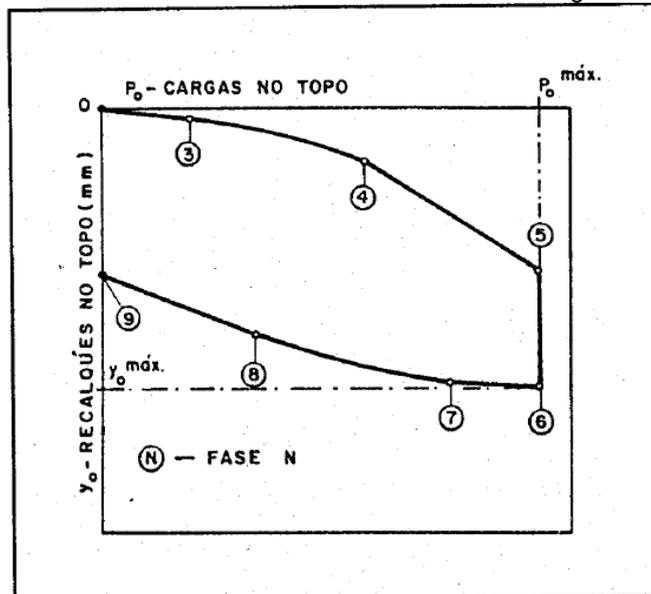
**Figura 17** – Forças atuando em um elemento em equilíbrio



Fonte: Massad (1991c)

Esta análise teórica considera a curva carga-recalque uma série de trechos, cada um correspondendo a uma determinada etapa da transferência de carga da estaca para o solo, como se observa na figura 18.

**Figura 18** – Pontos delimitadores dos trechos da curva carga-recalque teórica



Fonte: Massad (1992)

Massad (1992), propõe a curva teórica carga x recalque mediante um modelo matemático utilizando os coeficientes  $(K, m)$  para solos homogêneos. Tais

coeficientes são adimensionais e controlam o comportamento das estacas em compressão axial. São expressos a seguir:

- Rigidez relativa solo-estaca (K)

$$K = \frac{Alr}{Kr.y1} \quad (3)$$

Onde:

Y1 é o deslocamento para esgotar o atrito lateral unitário

Alr é a resistência lateral de atrito na ruptura

Sabe-se que a resistência de atrito lateral é:

$$Alr = \pi.D.h.fu \quad (4)$$

Kr é a rigidez da estaca como peça estrutural e é expresso pela equação a seguir:

$$Kr = E \cdot \frac{S}{h} \quad (5)$$

Em que se tem:

E – Módulo de elasticidade do material da estaca

S – Seção transversal da estaca

h – É a altura da estaca

O coeficiente K também pode ser expresso da seguinte maneira:

$$K = 4 \left( \frac{h}{D} \right)^2 \left( D \cdot \frac{B}{E} \right) \quad (6)$$

Onde:

$$B = \frac{fu}{y1} \quad (7)$$

B é a inclinação da reta inicial da primeira lei de Cambeftort (ver figura 15). Segundo este coeficiente “K”, as estacas são classificadas em longas ou curtas.

- a) As estacas são consideradas longas e deformáveis se  $K \geq 8$ , isto é, a estaca precisa de um incremento de carga para que o atrito lateral seja plenamente mobilizado.
- b) As estacas são consideradas curtas se  $K \leq 2$ . Neste caso, o atrito lateral atinge seu valor máximo quase que instantaneamente, do topo à base da estaca.
- c) As estacas são consideradas intermediárias para valores de K entre 2 e 8 ( $2 < K < 8$ ).

Constitui-se em uma medida da rigidez tanto do solo quanto do material da estaca e também da relação altura-diâmetro ( $h/D$ ). Estacas que possuem rigidez infinita, ou seja, incompressíveis, possuem  $K=0$ . Já estacas que são infinitamente compressíveis, possuem  $K=\infty$ .

- Coeficiente m

$$m = R \cdot Sp \cdot \frac{y^1}{A_{lr}} \quad (8)$$

Onde:

R – É a inclinação da reta inicial da segunda lei de Cambeport (figura 15)

Sp – É a área da estaca na ponta

O coeficiente adimensional m mede a relação entre a reação de ponta, no momento em que todo o atrito lateral foi mobilizado ao longo do fuste, e  $A_{lr}$ .

Albuquerque (1996), de acordo com o coeficiente adimensional “m”, estacas podem ser classificadas segundo a tabela 2 abaixo:

**Tabela 2** – Tipos de estacas em função da rigidez relativa do solo-fuste-ponta “m”.

CONDIÇÃO	CASO	SIGNIFICADO
$m < 1$	Elíptico	Deficiência de rigidez de ponta
$m = 1$	Parabólico	Rigidez de ponta equilibrada
$m > 1$	Hiperbólico	Excesso de rigidez de ponta

Fonte: O autor, 2017

Tomando-se que existe, na ponta da estaca, uma força  $P_h = (\mu-1) \cdot A_{lr}$  desde o início do carregamento e que valem as Leis de Cambefort Modificadas, que os parâmetros de Cambefort sejam constantes em toda altura da estaca como se a camada de solo fosse homogênea e que ainda o atrito lateral inicial ( $f$ ) seja nulo, é possível mostrar que a curva carga-recalque teórica apresenta quatro trechos bem delimitados durante o carregamento.

Ghilard (2005) descreve os estágios representados nas curvas:

- a) Trecho 0-3: trecho retilíneo, que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral, primeira relação de Cambefort. O ponto três corresponde ao momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca. O atrito lateral inicial é dado como nulo, os pontos 0, 1 e 2 coincidem com a origem do gráfico. O atrito é dado por:

$$P_0 = \mu \frac{A_{lr}}{Z} \cdot \left[ \frac{tgh(Z) + m \cdot (Z)}{(1 + m \cdot Z \cdot tgh(Z))} \right] \quad (9)$$

onde  $Z = \sqrt{K}$

$$Y_0 = \mu y_1 \quad (10)$$

- b) Trecho 3-4: relaciona-se com a mobilização progressiva da resistência lateral, ou seja, o atrito lateral ao longo do fuste, avança do topo em direção à ponta. Tal avanço se dá em forma de curva e, sob certas condições, aproxima-se de uma parábola. Com  $K \geq 10$ , tem-se:

$$\frac{y_0}{\mu y_1} = \left( 1 - \frac{\beta^2}{2} \right) + \frac{K}{y} \left( \frac{P_0}{\mu} A_{lr} \right) \quad (11)$$

O termo  $\beta$  depende da rigidez das estacas se:

$K \geq 10$ ,  $\beta \approx 1$ ; os pontos 3-4 se aproximam de uma parábola

$K \leq 2$ , os pontos 3-4 não ocorre trecho curvo

O trecho 3-4 da curva teórica pode ser ajustado por uma parábola para estacas longas ou intermediárias ( $2 < K < 8$ ). Para estacas curtas, o trecho curvo não se

desenvolve, e seu formato se assemelha a duas retas que se cruzam. Para fins práticos, a equação 11 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$Y_0 = c1 + c2 (P_0)^2 \quad (12)$$

Onde:

$$c1 = \mu \cdot \frac{y1}{2} \text{ e } c2 = \frac{1}{2} \cdot Kr \cdot \mu \cdot A_{lr} \quad (13)$$

- c) Trecho 4-5: com o aumento de carregamento no topo da estaca, o solo no nível da ponta reage ao longo da parte pseudo-elástica (segunda lei de Cambefort), e a curva carga-recalque volta a ser linear.

$$(P_0 - \mu A_{lr}) \frac{1}{Y_0 - \frac{\mu A_{lr}}{2Kr}} = 1 / \left( \frac{1}{Kr} + \frac{1}{R.S} \right) \quad (14)$$

- d) Trecho 5-6: ocorre a ruptura na ponta, cuja reação alcança seu valor máximo. Para o caso particular da estaca de atrito, os pontos 4 e 5 coincidem. A estaca rompe bruscamente após a mobilização total do atrito lateral, toda a reação de ponta já havia sido mobilizada como carga residual.
- e) Trechos de descarregamento: trechos 6-7; 7-8; 8-9 correspondem ao descarregamento (*rebound*), que é o caminho inverso nas Leis de Cambefort, em que os parâmetros  $y_1$ ,  $B$  e  $R$ , não são necessariamente os do carregamento, pois os solos não são elásticos.

Existem três trechos definidos:

O trecho 6-7 que é retilíneo, associado ao trecho pseudo-elástico da volta.

O trecho 7-8 que corresponde ao início da plena mobilização do atrito, no sentido reverso.

O trecho 8-9 que é associado ao *rebound*. O trecho curvo 7-8 pode-se representar aproximadamente como uma parábola:

$$Y_{0máx} - y_0 = y1r + \frac{1}{4 Kr A_{lr}} (P_{0máx} - P_0)^2 \quad (15)$$

Onde:

$Y_{1r}$  – Parâmetro de Cambefort no descarregamento (kN)

$P_{0máx}$  – Recalque máximo do carregamento (m)

É necessário que  $P_{0máx} \geq Alr$  e que  $Kreb$  tenha valor elevado

$$Kreb = \frac{Alr}{K.y1.R} \quad (16)$$

### 2.3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

Provas de carga são ensaios de campo que visam determinar, de forma direta, as características de deslocamento ou resistência do terreno, ou de elementos estruturais de fundação. No caso de estacas instrumentadas, compreender a transferência de carga ao longo da profundidade.

A prova de carga estática é o tipo mais comum e pode ser feita para estacas com esforços de compressão, tração ou transversais, sendo divididas em três grandes categorias segundo Velloso e Lopes (2010):

- i) Carga controlada, com carga incremental lenta, carga incremental rápida, carga incremental mista (lenta e rápida) e carga cíclica;
- ii) Deformação controlada;
- iii) Método do equilíbrio.

Devido à dificuldade de compreender como se distribui a carga, na ponta e ao longo do fuste, a necessidade de se conhecer os parâmetros do solo, as alterações no solo devido à execução da estaca e o complexo comportamento do conjunto estaca-solo, tornam extremamente difícil a sua modelagem numérica. Dessa forma, conclui-se que são essenciais a realização deste ensaio, que é em grandeza real.

Segundo Albuquerque (2001) os motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

- Assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma certa carga de trabalho;

- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar qual a carga de ruptura, realizando uma verificação das estimativas;
- Determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente para a região da carga de trabalho.

Dos motivos citados, os dois primeiros podem ser considerados como ensaios relativos ao “controle de qualidade”, e os restantes seriam ensaios para a obtenção de dados, usados na avaliação dos parâmetros adotados em projetos, tendo em vista a previsão de recalques ou projetos de obra semelhantes.

Ainda segundo Albuquerque (2001), as provas de carga podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, à compressão ou à tração, cargas horizontais, procurando reproduzir as condições de funcionamento da fundação a que se destinam.

As provas de carga podem ser divididas em:

- a) Prova de carga direta sobre o terreno da fundação;
- b) Prova de carga estática em estacas e tubulões;
- c) Prova de carga dinâmica em estacas.

Nesta pesquisa, será abordada a prova de carga estática, pois o estudo foi realizado em uma estaca escavada.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2010), o estudo e determinação do comportamento das fundações profundas requerem maior qualidade, tecnologia e análise. Na prática, este comportamento de fundações é obtido a partir da execução de provas de carga convencional ou provas de carga instrumentadas.

Alladí e Polido (2008), enfatizam que a prova de carga é o método mais confiável para avaliar a capacidade de carga, apesar da evolução nas últimas décadas dos métodos semi-empíricos no Brasil.

Segundo a NBR 12131/2006, a prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca, e registrar os deslocamentos correspondentes. A norma define os carregamentos como lento ou rápido, conforme descrito brevemente a seguir:

#### a) CARREGAMENTO LENTO

- Incremento de carga por estágio é de no máximo 20% da carga de trabalho prevista;
- Em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e por, no mínimo, 30 minutos;
- Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente depois da aplicação da carga e leituras, após 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos e 30 minutos, até a estabilização dos deslocamentos.
- A estabilização dos deslocamentos é aceitável, quando entre medidas realizadas nos tempos  $t$  e  $t/2$ , ocorrer no máximo 5% do deslocamento havido no estágio.
- Não se atingindo a ruptura da estaca, a carga máxima deve ser mantida por, no mínimo, 12 horas entre a estabilização dos recalques e início do descarregamento.
- O descarregamento deve ser feito em estágios de no mínimo 15 minutos. Os estágios são mantidos até estabilização dos deslocamentos.
- Após o descarregamento as leituras continuam até a estabilização.

#### b) CARREGAMENTO RÁPIDO

- Incremento de carga por estágio é de, no máximo, 10% da carga de trabalho prevista.
- Em cada estágio a carga é mantida por 10 minutos.
- Os deslocamentos são lidos no início e fim de cada estágio.
- Ao se atingir a carga máxima do ensaio, o descarregamento é feito em quatro estágios de 5 minutos cada um.
- Após 10 minutos do descarregamento, é realizada a leitura final.

Segundo Velloso e Lopes (2010), é o ensaio que mais se aproxima, para casos correntes (edifícios, silos, tanques e pontes), do carregamento real que a estaca sofrerá durante sua vida útil, pois o carregamento se dará de maneira lenta, atingindo recalques maiores e menores resistências. Todavia, a estabilização dos recalques

torna o ensaio demorado e caro, fazendo do ensaio rápido uma opção em situações onde não se disponha de muito tempo.

Para a realização das provas de carga é imprescindível a montagem de um sistema de reação adequado, sendo que, segundo Menegotto, Cintra e Aoki (2001), pode ser por cargueira, por tirantes ou por estacas de reação. O primeiro consiste de um caixão preenchido com um material (areia, chapas de aço, blocos de concreto) que garanta o peso para a reação. No segundo caso, a reação é obtida por meio de tirantes executados próximos à estaca a ser ensaiada (utiliza-se uma viga metálica para transferir a carga da estaca para os tirantes). No terceiro caso, bem semelhante ao anterior, porém, ao invés de tirantes, utilizam-se estacas armadas. Segundo Albuquerque (2001), um dos aspectos que limitam a realização das provas de carga estáticas é a necessidade de se obter uma reação compatível com a carga na fundação a ser ensaiada, onde esta limitação é imposta pelo alto custo do sistema e da viga de reação.

As provas de cargas estáticas podem ser executadas com ou sem o recurso da instrumentação ao longo da profundidade. A seguir, as principais diferenças.

### **2.3.1 Provas de carga comum**

É o ensaio mais difundido em obras. Têm-se apenas os dados da carga aplicada e do deslocamento da estaca. Pode ser utilizada uma célula de carga para melhor conhecimento da carga aplicada. Aplica-se a carga através de um macaco hidráulico e, no bloco de coroamento da estaca, colocam-se relógios analógicos comparadores.

### **2.3.2 Provas de carga com instrumentação**

É repetido todo o procedimento anterior, sendo acrescentado a utilização de instrumentos ao longo do fuste da estaca. As informações de uma prova de carga instrumentada são muito melhores para analisar o mecanismo de transferência de carga ao solo. Com tais informações, pode-se conhecer as cargas de ponta e lateral, em cada etapa do carregamento.

Existem diversas formas de instrumentação em estacas. Neste trabalho, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência. Com eles, a obtenção das deformações é realizada de maneira indireta. São utilizados “*strain gages*”, colados na armadura, responsável por medir a deformação diante da aplicação de um carregamento.

De acordo com Alonso (1998), a prova de carga estática procura reproduzir, no campo, o comportamento da fundação sob a ação das cargas que lhe serão impostas pela estrutura.

Albuquerque (2001) diz que as formas mais empregadas no Brasil para instrumentação são os “*tell tale*” e os extensômetros elétricos.

Soares (2011) afirma que as técnicas de extensometria medem, nos pontos instrumentados, a deformação específica do material. Os valores de carga ao longo da estaca são obtidos através da Lei de Hooke:

$$Q = \varepsilon.E.A \quad (17)$$

Onde:

Q – Carga na seção da estaca do nível instrumentado;

$\varepsilon$  - Deformação específica no nível instrumentado;

E – Módulo de elasticidade do material da estaca;

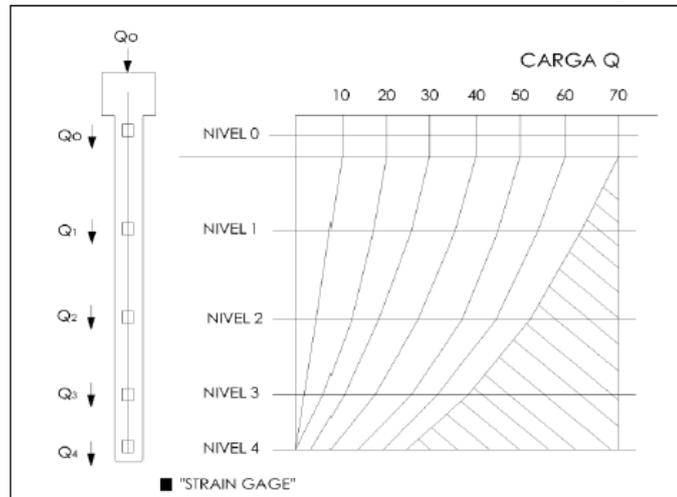
A – Área da seção transversal da estaca.

A figura 19 mostra o resultado típico de transferência de carga em uma estaca instrumentada. Pode-se observar o que é absorvido pelo fuste e pela ponta da estaca.

A interpretação de uma prova de carga instrumentada requer a determinação precisa do módulo de elasticidade da estaca.

Azevedo e Niyama (1990) afirmam ser comum para efeito de análise de estacas instrumentadas, adotar o valor do módulo de elasticidade (E) da estaca, o mesmo de seu material constituinte. No caso de estacas de concreto, “E” seria em torno de 20 a 25GPa, o que, segundo os autores, tem produzido erros significativos na interpretação de provas de carga instrumentada.

**Figura 19** – Apresentação típica de um resultado de transferência de carga em estaca instrumentada



Fonte: Niyama, Aoki e Chamecki (1998)

O módulo ( $E$ ) pode ser determinado em uma prova de carga instrumentada, através da análise dos valores de tensão x deformação, obtidos de um sensor posicionado numa seção da estaca acima do solo.

Fellenius (2001) afirma que, ao contrário do módulo elástico do aço, o módulo de elasticidade do concreto não é uma constante; ele varia de acordo com a carga imposta, ou mais precisamente pela deformação imposta.

De acordo com Fellenius (2001), em uma estaca de concreto sob carregamento, o módulo tangente (inclinação da reta tensão x deformação) só equivale ao módulo de elasticidade, nas seções da estaca acima do solo, ou seja, o módulo tangente é afetado pela resistência do fuste.

O autor sugere que, para eliminar tais discrepâncias, deve-se determinar o módulo tangente, em diferentes seções da estaca e, em seguida, obter o módulo secante. O valor correto de tensão, ou carga, é a deformação multiplicada pelo módulo secante, sendo este, determinado pela equação:

$$E_s = 0.5A \cdot \varepsilon + B \quad (18)$$

Onde:

- A – Inclinação da reta do módulo tangente;
- $\varepsilon$  - Deformação medida;
- B – Módulo tangente inicial

## 2.4 EXTENSOMETRIA

Como esta pesquisa foi realizada com extensômetros elétricos do tipo *strain gages*, será dado destaque a este tipo de instrumentação.

A utilização de *strain gages* em instrumentação de fundações sobre estacas já vem sendo utilizada há algum tempo, onde podemos citar: Massad, F. *et al.* (1981), Abef (1989), Albuquerque (1996), Menezes (1997), Nogueira (2004), Soares (2011) e Munévar Perez (2014). Todos chegaram a valores confiáveis em suas instrumentações.

### 2.4.1 Formas de extensometria

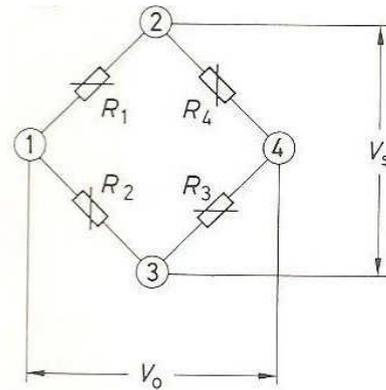
Segundo Hbm (2006), existem três formas de extensometria:

- a) MECÂNICAS: As leituras são obtidas através de dispositivos mecânicos, como roscas, molas, etc. (Hbm, 2006).
- b) ELÉTRICAS: Medem deformações mecânicas relativas, através da determinação da variação de resistência elétrica. São resistores elétricos em que a variação da resistência elétrica é proporcional à variação do comprimento.
- c) ÓPTICAS: A avaliação do deslocamento relativo é conseguida por meios ópticos, através de espelhos e lentes (PORTELA e SILVA, 1996).

### 2.4.2 Princípio de funcionamento

Os extensômetros elétricos *strain gages* são sensores que medem deformações através da variação de resistências elétricas. Sua resistência é função do comprimento e da seção transversal. Na figura 20 observa-se a Ponte de Whetstone, com suas 04 resistências.

**Figura 20** – Esquema elétrico da Ponte de Wheatstone



$$R = \rho \cdot \frac{L}{A} \quad (19)$$

Fonte: Hoffmann (1998)

Onde:

R – Resistência elétrica

$\rho$  - Resistividade

L – Comprimento

A – Área

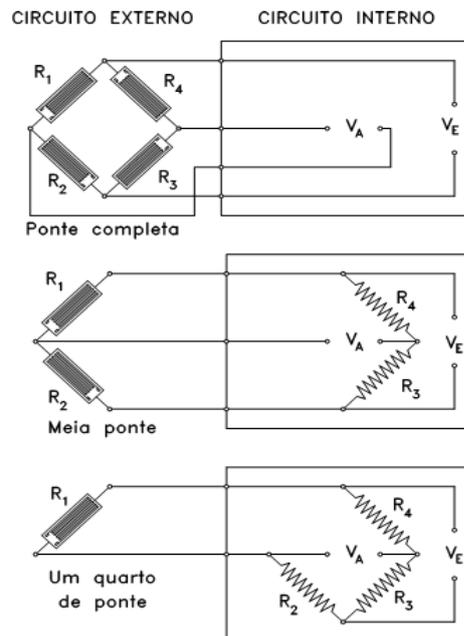
Pela equação 19, observa-se que pela variação do comprimento, ocorre a variação da resistência. Posteriormente, esta variação de resistência é convertida em uma tensão de saída, que é coletada por voltímetros.

Seu princípio de funcionamento está na relação linear entre a variação da resistência elétrica ( $\Delta R/R$ ) e a variação do comprimento ( $\Delta L/L$ ) de um fio metálico ou semicondutor (JÚNIOR, 2006).

A Ponte de Wheatstone possui quatro resistências (figura 20). Possui uma fonte de tensão contínua ( $V_s$ ) e um galvanômetro que mede o sinal de saída ( $V_o$ ). Este sinal de saída ocorre quando a ponte perde o seu equilíbrio. Os extensômetros elétricos strain gages ocupam o lugar de uma ou mais resistências.

Na figura 21, vê-se o esquema da Ponte Wheatstone, com um, dois ou quatro extensômetros ativos.

**Figura 21** – Detalhe genérico dos *strain gages* na Ponte de Wheatstone



Segundo Soares (2011), os esquemas de montagem do circuito em ponte variam em função do número de extensômetros ativos.  $\frac{1}{4}$  de ponte (um extensômetro ativo),  $\frac{1}{2}$  de ponte (dois extensômetros ativos) e ponte completa (quatro extensômetros ativos). Nos circuitos de  $\frac{1}{4}$  e  $\frac{1}{2}$  ponte, são usados extensômetros compensadores, instalados em uma peça idêntica, sujeita às mesmas variações de temperatura, mas sem solicitações mecânicas.

Ainda segundo Soares (2011), a Ponte de Wheatstone, com quatro extensômetros ativos, ou seja, ponte completa, é o circuito mais frequentemente usado e o que possui maior precisão nas medidas da variação de resistência (figura 20). Este tipo de circuito permite eliminar a influência da temperatura e flexão no extensômetro.

## 2.5 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

No cotidiano profissional de um engenheiro projetista de fundações, a determinação da carga de ruptura de uma estaca pode ser feita através de métodos teóricos, empíricos ou semiempíricos. Para a aplicação dos métodos teóricos é necessário o conhecimento das propriedades geotécnicas do solo do local (coesão,

ângulo de atrito, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson) e, para os métodos empíricos e semiempíricos, dados de ensaios de campo.

Segundo Corrêa (1988), a aplicação de fórmulas teóricas para o cálculo da capacidade de carga de estacas em geral, é muito difícil, pois:

- As estacas em geral são instaladas em solos com camadas diferentes e raramente têm-se areia e argila puras;
- Via de regra, a única informação disponível para o projeto de fundação é o ensaio de penetração dinâmica SPT. Não se possui quaisquer indicações sobre os diversos parâmetros necessários para o cálculo, ou seja: coesão, ângulo de atrito, coeficientes de pressão do solo no fuste, coeficiente de aderência solo-estaca, peso específico do solo, resistência não drenada da argila, etc.

Dessa forma, o meio técnico, em sua grande maioria, vem utilizando fórmulas empíricas com base em valores de resistência à penetração. No Brasil, a sua utilização tem sido generalizada, devido à enorme facilidade de aplicação, e mesmo de programação. Dentre os mais utilizados na prática, pode-se citar:

- Aoki - Velloso (1975)
- Décourt – Quaresma (1978)
- Pedro Paulo Costa Velloso (1981)
- Alberto Teixeira (1996)
- Urbano Alonso (1996)

Alguns métodos acima citados contam com atualizações em alguns de seus coeficientes. Por facilitar a consulta, serão mantidos os nomes dos autores e datas originais quando citados.

### **2.5.1 Método de Aoki Velloso (1975)**

Este método foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre os resultados de provas de carga em estacas com o ensaio de penetração de cone CPT.

Entretanto, no Brasil, tal ensaio não é tão empregado quanto o SPT. Assim, foi desenvolvido um fator de conversão  $K$ , que faz correlação com o índice de resistência à penetração  $N_{spt}$ .

A capacidade de carga é expressa pela seguinte equação:

$$Q_T = Q_P + Q_L = q_u A_p + U \sum f_u \Delta l \quad (20)$$

Onde:

$Q_P$  – Parcela de resistência de ponta;

$Q_L$  – Parcela de resistência por atrito lateral ao longo do fuste;

$q_u$  – Tensão limite normal no nível da ponta;

$A_P$  – Área da seção transversal da estaca;

$U$  – Perímetro da seção transversal da estaca;

$f_u$  – Tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste;

Os valores de  $q_u$  e  $f_u$  são calculados a partir de  $N$  do ensaio SPT:

$$q_u = K \cdot \frac{N_P}{F_1} \quad (21)$$

$$f_u = \alpha \cdot K \cdot \frac{N_L}{F_2} \quad (22)$$

Onde:

$F_1$  e  $F_2$  – Fatores de correção;

$K$  – Coeficiente que depende do tipo de solo;

$\alpha$  - Razão de atrito;

$N_P$  – Índice médio de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

$N_L$  – Índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura  $\Delta l$ ;

$N_P$  e  $N_L$  obtidos a partir da sondagem mais próxima

Assim, a equação 19 pode ser escrita da seguinte forma:

$$Q_T = K \cdot N_p \cdot \frac{AP}{F_1} + \Sigma (\alpha \cdot K \cdot Nl \cdot \Delta l) \quad (23)$$

Os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil. Já os valores de  $K$  e  $\alpha$  foram propostos pelos autores com base em sua experiência e em valores da literatura.

**Tabela 3 – Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$**

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada de concreto	1+(D/0,8)	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: CINTRA e AOKI, 2010.

**Tabela 4 – Coeficientes  $K$  e razão de atrito  $\alpha$**

SOLO	K (MPa)	$\alpha$ (%)
AREIA	1,00	1,4
AREIA SILTOSA	0,80	2,0
AREIA SILTO ARGILOSA	0,70	2,4
AREIA ARGILOSA	0,60	3,0
AREIA ARGILOSSILTOSA	0,50	2,8
SILTE	0,40	3,0
SILTE ARENOSO	0,55	2,2
SILTE ARENOARGILOSO	0,45	2,8
SILTE ARGILOSO	0,23	3,4
SILTE ARGILOARENOSO	0,25	3,0
ARGILA	0,20	6,0
ARGILA ARENOSA	0,35	2,4
ARGILA ARENOSILTOSA	0,30	2,8
ARGILA SILTOSA	0,22	4,0
ARGILA SILTOARENOSA	0,33	3,0

Fonte: O autor, 2017.

### 2.5.2 Método de Décourt-Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996)

A capacidade de carga das estacas é obtida com base nos valores  $N$  do ensaio SPT. Originalmente, é um método para utilização em estacas de deslocamento. Contudo, foi desenvolvido e Décourt (1996) introduz os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  nas parcelas de resistência de ponta e lateral para abrangência de vários outros tipos de estacas. O método original ( $\alpha=\beta=1$ ) permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e Franki.

Este método também foi adequado ao ensaio SPT-T, através do conceito do N equivalente (Neq).

$$Neq = T \text{ (kgf.m)/}1,2 \quad (24)$$

A carga de ruptura da estaca pode ser calculada pela seguinte equação:

$$Q_T = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (25)$$

Onde:

$N_p$  – valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

$C$  – Coeficiente característico do solo, ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

$\alpha$  - Fator aplicado à parcela de ponta, de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca.

$N_L$  – Índice médio de resistência à penetração ao longo do fuste.

$\beta$  - Fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca.

$N_L$  é obtido com o valor médio de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca, sem considerar os valores que serão utilizados na resistência de ponta. No cálculo de  $N_L$  adotam os limites:

- Para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita:  
 $3 \leq N_L \leq 50$
- Para estacas Strauss e tubulões a céu aberto  $3 \leq N_L \leq 15$

**Tabela 5 – Coeficiente C**

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250	140
Areias	400	200

Fonte: DÉCOURT, 1978.

**Tabela 6** – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo do solo

Tipo de solo	Escavada em geral		Escavada (bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetadas sob altas pressões	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,8	0,85	0,9	0,3	1,0	0,85	1,5	1,0	3,0
Solos intermediários	0,6	0,65	0,6	0,75	0,3	1,0	0,6	1,5	1,0	3,0
Areias	0,5	0,5	0,5	0,6	0,3	1,0	0,5	1,5	1,0	3,0

Fonte: DÉCOURT, 1996 *apud* CINTRA E AOKI, 2010.

### 2.5.3 Método de Pedro Paulo Costa Velloso (1981)

É um método para uso dos resultados do ensaio CPT na estimativa da capacidade de carga. Contudo, também pode ser aplicado com resultados de ensaios SPT, através de parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT. A capacidade de carga da estaca é dada pela equação:

$$Q_T = \alpha \cdot \beta \cdot q_u \cdot A_P + \alpha \cdot \lambda \cdot U \cdot \sum f_u \cdot \Delta_i \quad (26)$$

Onde:

$\alpha$  - Fator de execução da estaca (1,0 para estaca escavada e 0,5 para estaca cravada);

$\beta$  - Fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca, que relaciona o modelo do cone ao comportamento da estaca. Para estaca comprimida,  $\beta$  é dado pela seguinte equação:

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{D}{d} \quad (27)$$

Onde:

$d$  – Diâmetro da ponta do cone CPT (3,6 cm no cone padrão);

$D$  – Diâmetro do fuste;

$q_u$  – Resistência média de ponta;

$\lambda$  - Fator de carregamento da estaca (1,0 para estaca comprimida e 0,7 para estaca à tração);

$U$  – Perímetro da seção da estaca;

$f_u$  – Atrito lateral médio;

$\Delta i$  – Comprimento da estaca.

Os valores  $q_u$  e  $f_u$  são calculados a partir de  $N$  do ensaio SPT:

$$q_u = (a \cdot N_1^b + a \cdot N_2^b) / 2 \quad (28)$$

$$f_u = a' \Delta N_i^{b'} \quad (29)$$

$a, b, a', b'$  - Parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, os valores encontram-se na tabela

$N_1$  – Valor médio de  $N_{SPT}$ , calculado desde a cota da ponta da estaca até dois diâmetros acima da mesma;

$N_2$  – Valor médio de  $N_{SPT}$ , calculado desde a cota da ponta da estaca até um diâmetro abaixo da mesma;

$N_i$  – Valor de  $N_{SPT}$  correspondente à camada  $i$ .

**Tabela 7** – Valores aproximados de  $a, b, a', b'$

TIPO DO SOLO	PONTA		ATRITO	
	$a$ (kPa)	$b$	$a'$ (kPa)	$b'$
Areias sedimentares submersas <sup>(1)</sup>	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas <sup>(1)</sup>	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaiss arenosos-siltosos submersos <sup>(1)</sup>	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaiss siltosos-arenosos submersos	400 <sup>(1)</sup>	1 <sup>(1)</sup>	8 <sup>(1)</sup>	1 <sup>(1)</sup>
	470 <sup>(2)</sup>	0,96 <sup>(2)</sup>	12,1 <sup>(2)</sup>	0,74 <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Dados obtidos na obra da refinaria de Duque de Caxias – RJ.

<sup>(2)</sup> Dados obtidos na obra de AÇO – Minas Gerais.

Fonte: VELLOSO, 1981, *apud* CINTRA E AOKI, 1996

#### 2.5.4 Método de Alberto Teixeira (1996)

Com base na utilização prática e contínua de diversos métodos, como Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros, Teixeira (1996) propõe uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros,  $\alpha$  e  $\beta$ :

$$Q_T = Q_P + Q_L = \alpha \cdot N_P \cdot A_P + \beta \cdot N_i \cdot U \cdot L \quad (30)$$

Onde:

$N_P$  – Valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 04 diâmetros acima da ponta da estaca e 01 diâmetro abaixo;

$\alpha$  - Parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca;

$N_l$  – Valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

$\beta$  - Parâmetro adotado em função do tipo da estaca;

$U$  – Perímetro da seção transversal da estaca;

$L$  – Comprimento da estaca.

Este método não se aplica para estacas pré-moldadas de concreto, flutuantes em espessas camadas de argila mole, com  $N_{SPT}$  inferior a 3 (CINTRA E AOKI, 2010).

**Tabela 8** – Valores do parâmetro  $\alpha$

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA - $\alpha$ (kPa)				
	4 < $N_{SPT}$ < 40	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada à céu aberto	Raiz
Argila siltosa		110	100	100	100
Silte argiloso		160	120	110	110
Argila Arenosa		210	160	130	140
Silte arenoso		260	210	160	160
Areia argilosa		300	240	200	190
Areia siltosa		360	300	240	220
Areia		400	340	270	260
Areia com pedregulhos		440	380	310	290

Fonte: TEIXEIRA,1996

**Tabela 9** – Valores do parâmetro  $\beta$

TIPOS DE ESTACAS	$\beta$
Pré-moldada e Perfil Metálico	4
Franki	5
Escavada à céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: TEIXEIRA,1996

### 2.5.5 Método de Urbano Alison (1996; 2000)

Para obtenção do atrito lateral na ruptura de estacas hélice contínua, Alonso (1996) correlaciona o atrito lateral  $f_s$  e a carga de ponta com os valores de  $T_{m\acute{a}x}$  e  $T_{m\acute{i}n}$ , obtidos no ensaio SPT-T. A carga de ruptura total é obtida através da aplicação da seguinte expressão:

$$Q_{total-calc} = Q_{p-calc} + Q_{l-calc} \quad (31)$$

A carga de atrito lateral na ruptura é dada por:

$$Q_{l\text{-calc}} = \Sigma(U.L.r_l) \quad (32)$$

Onde:

U – Perímetro da estaca (m);

L – Comprimento da estaca (m);

$r_l = \alpha \cdot f_s$  (adesão média na ruptura ao longo do fuste da estaca);

$\alpha$  - Coeficiente de correção de  $f_s$  obtido através da interpretação de provas de carga carregadas nas proximidades da ruptura.

**Tabela 10** – Limites de  $r_l$  e valores de  $\alpha$  para estacas hélice contínua

Região	Limite de $r_l$	$\alpha$
Bacia Sedimentar de São Paulo	$\leq 200$ kPa	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80$ kPa	0,65
Cidade de Serra/ES	$\leq 200$ kPa	0,76

Fonte: ALONSO,2000

Para a obtenção do atrito lateral  $f_s$ , medido com o torque, adota-se a expressão:

$$f_s = 100 \cdot \frac{T_{\text{máx}}}{0,41 \cdot h_{\text{sptt}} - 0,032} \quad (33)$$

Onde:

$f_s$  – Atrito lateral (kPa)

$T_{\text{máx}}$  – Torque máximo (kgf.m)

$T_{\text{min}}$  – Torque mínimo (kgf.m)

$h_{\text{sptt}}$  – Penetração total do amostrador (cm)

A expressão acima pode ser reescrita:

$$f_s = \frac{T_{\text{máx}}}{K} \quad (34)$$

Sendo:

$$K_{\text{SPTT}} = \frac{100}{0,41 \cdot h_{\text{sptt}} - 0,032} \quad (35)$$

Quando não há valores de  $T_{\text{máx}}$  e  $T_{\text{min}}$ , devido à não execução do ensaio SPT com leitura de torque, o autor propõe adotar:

$$T_{\text{máx}} = 1,2 N_{\text{SPT}} \text{ e } T_{\text{min}} = 1,0 N_{\text{SPT}} \quad (36)$$

Para a Formação Guabirota as equações são:

$$T_{\text{máx}} = 1,13 N_{\text{SPT}} \text{ e } T_{\text{min}} = 0,98 N_{\text{SPT}} \quad (37)$$

Os valores de  $N_{\text{SPT}}$  para a determinação de  $T_{\text{máx}}$  e  $T_{\text{min}}$  devem ser limitados a 40 golpes.

O autor propõe também uma correlação para o índice de resistência à penetração  $N_{\text{SPT}}$ . Com base em estudos estatísticos foi possível desenvolver duas equações básicas: uma correspondente a uma reta genérica ( $f_s = a + bN_{\text{SPT}}$ ) e outra a uma reta que passa pela origem das coordenadas ( $f_s = CN_{\text{SPT}}$ ). As análises efetuadas a partir de um universo de 980 pontos, nos quais se destacam solos do tipo areia fina, média argilosa, argila silto-arenosa e silte arenoso pouco argiloso, permitiram adotar duas equações médias:

$$f_s = 15 + 5N_{\text{SPT}} \text{ e } f_s = 6N_{\text{SPT}} \quad (38)$$

No sentido de correlacionar a adesão  $r_1$  (média) entre solo e fuste de diversos tipos de estacas e o atrito lateral  $f_s$ , foram utilizadas as diversas expressões de variados métodos de capacidade de carga. Os estudos ficaram restritos aos solos citados acima.

A carga de ruptura de ponta é dada por:

$$Q_{\text{P-CALC}} = r_p \cdot A_p \quad (39)$$

Com:

$$r_p = \beta \cdot \left( \frac{T_{\text{min}}^1 + T_{\text{min}}^2}{2} \right) \quad (40)$$

Onde:

$T^1_{\min}$  – Média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho  $8\phi$  acima da ponta da estaca;

$T^2_{\min}$  – Média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho  $3\phi$  abaixo da ponta da estaca.

Observações:

- Valores de  $T^1_{\min}$  e  $T^2_{\min}$  superiores a 40 kgf.m, adotar este valor;
- Para a região da bacia sedimentar de São Paulo deve-se adotar: areias ( $\beta= 200$  kPa/kgf.m), para os siltes ( $\beta= 150$  kPa/kgf.m) e para argilas ( $\beta= 100$ kPa/kgf.m).
- Argila da formação Guabirota o autor sugere adotar  $\beta= 80$ kPa/kgf.m).
- Para o solo da cidade de Serra/ES o autor sugere adotar valores 30% superiores àqueles recomendados para a bacia de São Paulo, sendo: areias ( $\beta = 260$  kPa/kgf.m), para os siltes ( $\beta= 195$  kPa/kgf.m) e para as argilas ( $\beta= 130$  kPa/kgf.m).

## 2.6 MÉTODO DA RIGIDEZ DÉCOURT (1996; 2008)

Proposto por Décourt (1996), inicialmente para determinação da carga de ruptura em provas de carga, este método utiliza a rigidez, que é a razão entre a carga aplicada no topo da estaca e seu recalque. Isso em um gráfico, no qual a abscissa representa a carga aplicada e a ordenada a rigidez. A ruptura física ( $R_{ult}$ ) seria o ponto onde a rigidez é nula, e a ruptura convencional ( $R_{ult,10\%}$ ), a carga para um recalque na ponta de 10% do seu diâmetro.

A ruptura física ( $R_{ult}$ ) seria igual a razão entre o intercepto no eixo vertical (C) e a inclinação (m) da projeção da curva.

$$R_{ult} = \frac{C}{m} \quad (41)$$

A curva teórica de carga (P) x recalque ( $\rho$ ), utilizando as constantes C e m seria:

$$P = C \cdot \frac{\rho}{1-m \cdot \rho} \quad (42)$$

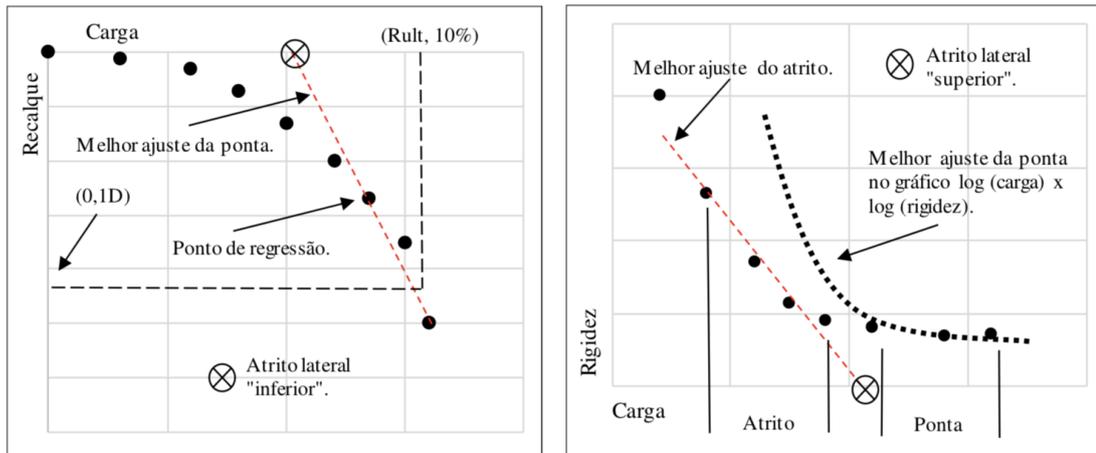
Posteriormente, Décourt (2008) refina o método, afirmando que os carregamentos conduzidos até grandes deformações possuem dois domínios facilmente identificáveis: domínio da ponta e domínio do atrito lateral. No trecho onde a transferência por ponta é preponderante, a relação entre carga x rigidez é uma curva, tornando-se linear em um gráfico com eixos na escala logarítmica. No trecho onde atrito lateral é dominante, essa relação é, nitidamente, linear (PEREIRA, 2016).

Com base nos domínios de ponta e atrito, o método identifica um intervalo para o atrito lateral na ruptura ( $A_{lr}$ ), com um limite “inferior”, encontrado pelo domínio da ponta, e outro “superior”, encontrado pelo domínio do atrito. Sendo adotado para o atrito lateral a média destes dois limites (PEREIRA, 2016).

No limite inferior, inicialmente, colocam-se os pares de valores de carga e rigidez em ordem e são estabelecidas correlações lineares entre  $\log(\text{carga})$  x  $\log(\text{rigidez})$ , começando pelos pontos de carga mais elevada, e determinados os coeficientes de correlação  $R^2$ . Após encontrada a melhor correlação para a ponta, traça-se uma reta ligando os pontos referentes a ponta no gráfico carga x recalque e o limite inferior do atrito é o valor onde esta reta cruza com o eixo das cargas. Melo (2009) indica traçar sobre a curva uma reta ligando o ponto de definição da ruptura convencional ( $R_{ult,10\%}$ ) e o último ponto (ponto de maior rigidez) do melhor ajuste do  $\log(\text{carga})$  x  $\log(\text{rigidez})$ .

O limite superior é traçado, após encontrado o domínio da ponta, diretamente no gráfico da rigidez. Neste caso, são feitas várias tentativas na identificação do domínio de atrito, sendo a melhor àquela com o maior número de pontos e maior  $R^2$ . O valor de atrito superior é aquele onde a reta do domínio de atrito cruza com o eixo das cargas. A figura 22 ilustra a definição dos limites do atrito.

**Figura 22** – Definição dos limites inferior e superior do atrito



Fonte: Pereira (2016)

Com base no conceito de Rigidez, Décourt *et al.* (1996) define ruptura física como a carga ( $Q_u$ ) correspondente a um valor de rigidez nula, sendo a rigidez (RIG) a relação entre a carga aplicada ( $Q$ ) e o recalque ( $r$ ) correspondente.

$$Q_u = \text{limite de RIG quando } r \rightarrow \infty \quad (43)$$

Sendo:

$$RIG = \frac{Q}{r} \rightarrow 0. \quad (44)$$

Segundo Décourt (2008), como a rigidez nula corresponde a deformação infinita, conclui-se, então, com base no Conceito de Rigidez, que a ruptura física nunca foi atingida, portanto, se faz necessário definir a ruptura convencional, que, na concepção de Décourt (1996, 1998), no caso de estacas de seção circular, é a carga correspondente a uma deformação de 10% do seu diâmetro (para estacas de deslocamento e estacas escavadas em argila) e 30% do seu diâmetro (para estacas escavadas em solos granulares). Para estacas com outro tipo de seção considera-se um diâmetro equivalente.

$$\phi_{eq} = \sqrt{4 \times A/\pi} \quad (45)$$

Em que ( $A$ ) corresponde à área da seção transversal da estaca.

De acordo com Fellenius (1980), a definição da ruptura convencional não considera a deformação elástica da estaca, que pode ser considerável para estacas

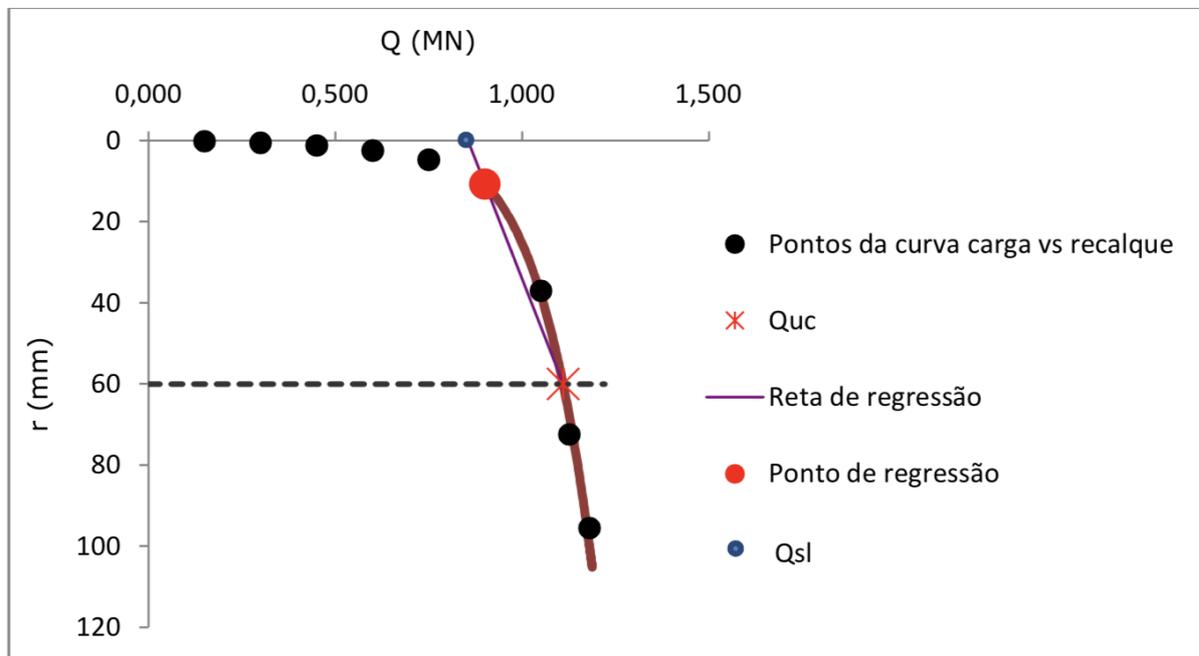
longas e insignificante para estacas curtas. As estacas com a relação  $(L/\phi)$  maior ou igual a 15 são consideradas longas e as estacas com a relação  $(L/\phi)$  menor que 15 são consideradas curtas.

### 2.6.1 Conceito de Rigidez

O Conceito de Rigidez apresentado por Décourt (1996) conduz a resultados da carga limite através do Gráfico de Rigidez, que permite a visualização da “distância” que se está da ruptura e identifica o domínio de transferência de carga pela ponta e o domínio de transferência pelo atrito lateral (Décourt, 2008).

A curva carga x recalque oferece algumas informações iniciais importantes para a análise do Gráfico de Rigidez. Estas informações são obtidas através de uma reta entre o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional ( $Q_{uc}$ ). A interceptação desta reta com o eixo das abscissas indica o limite inferior do domínio do atrito lateral ( $Q_{sl}$ ), como apresentado na figura 23.

**Figura 23** – Limite inferior do domínio do atrito lateral ( $Q_{sl}$ )



Fonte: Melo (2009)

Para determinar o ponto de regressão, são estabelecidas correlações lineares entre  $\text{Log } Q$  e  $\text{Log } r$ , estes coeficientes de correlação ( $R$ ) são elevados ao quadrado para obter-se o  $R^2$ . Analisando os dados de carga e recalque em ordem decrescente,

pode-se identificar pelo  $R^2$  uma alteração no comportamento da curva carga x recalque, que indica o ponto de regressão a ser adotado.

A carga de ruptura convencional é determinada através da equação da curva carga x recalque e corresponde a carga relativa a um recalque de 10% do diâmetro.

$$Q_{UC} = 10^{\text{Log} \left( \frac{\phi}{10} \right)^{b-a}} \quad (46)$$

Onde:

$\phi$  - Diâmetro (mm)

a – Previsão da curva (Log Q x Log r) no ponto de regressão

b – Inclinação da curva (Log Q x Log r) no ponto de regressão.

Considerando a rigidez (RIG) como a razão entre a carga aplicada (Q) e o recalque (r) correspondente, tem-se:

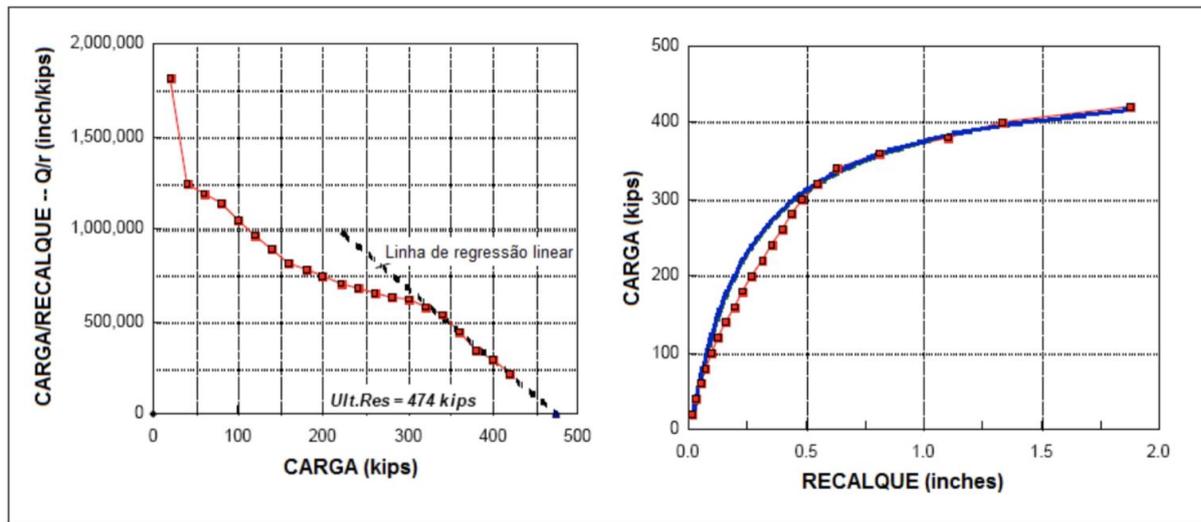
$$Q_u = \text{limite de RIG quando } r \rightarrow \infty \quad (47)$$

Considera-se ruptura física como sendo a rigidez de um elemento isolado de fundação, nula, e pressupõe-se deformação infinita.

$$RIG = \frac{Q}{r} \rightarrow \text{zero}. \quad (48)$$

O gráfico de rigidez deve ser plotado com os valores de rigidez (RIG) em ordenadas e os valores de carga (Q) em abscissas, como na figura 24, para que se determine a carga que leva à rigidez nula. Contudo, como a rigidez nula pressupõe deformação infinita, a ruptura física nunca foi atingida. Portanto calcula-se a carga de ruptura convencional no Gráfico de Rigidez  $(Q_u)_c$  (DÉCOURT, 2008).

Figura 24– Método de extrapolação de Décourt



Fonte: Fellenius (2006)

De acordo com Décourt (2008), em provas de carga levadas a grandes carregamentos, o Gráfico da Rigidez indica claramente os domínios de ponta e de atrito lateral, conforme ilustra a figura 25. A partir do ponto de regressão escolhido, a ponta deixa de preponderar, constatada pela redução nítida de  $R^2$ , neste ponto de transição separa-se a parte do Gráfico de Rigidez correspondente ao domínio de ponta e ao domínio do atrito lateral. A transição pode incluir alguns pontos até iniciar o domínio do atrito lateral.

Para estacas longas é importante analisar o recalque elástico ( $S_{el}$ ) durante a definição do domínio do atrito lateral, já que as deformações neste trecho são da ordem de grandeza dos recalques elásticos (DÉCOURT, 2006; 2008).

$$S_{el} = Q \frac{L}{2EA} \quad (\text{mm}) \quad (49)$$

Em que:

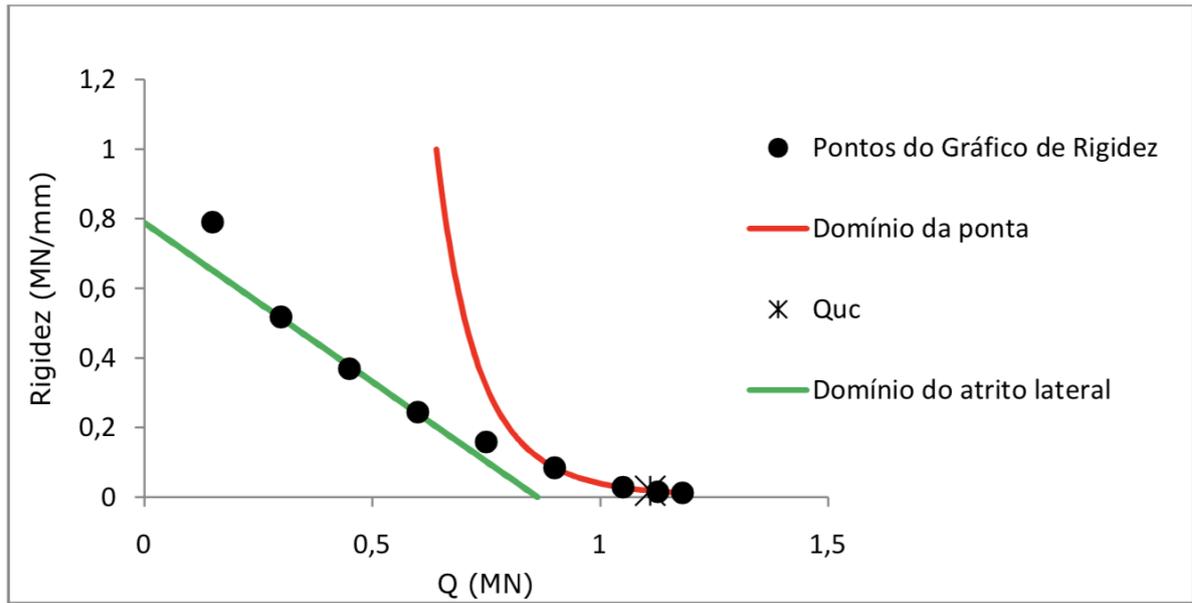
Q – Carga equivalente a 1,0 MN

L – Comprimento da estaca (m)

E – Módulo de elasticidade (GPa)

A – Área da seção transversal da estaca (m<sup>2</sup>)

**Figura 25** – Domínio de ponta e de atrito lateral no Gráfico de Rigidez

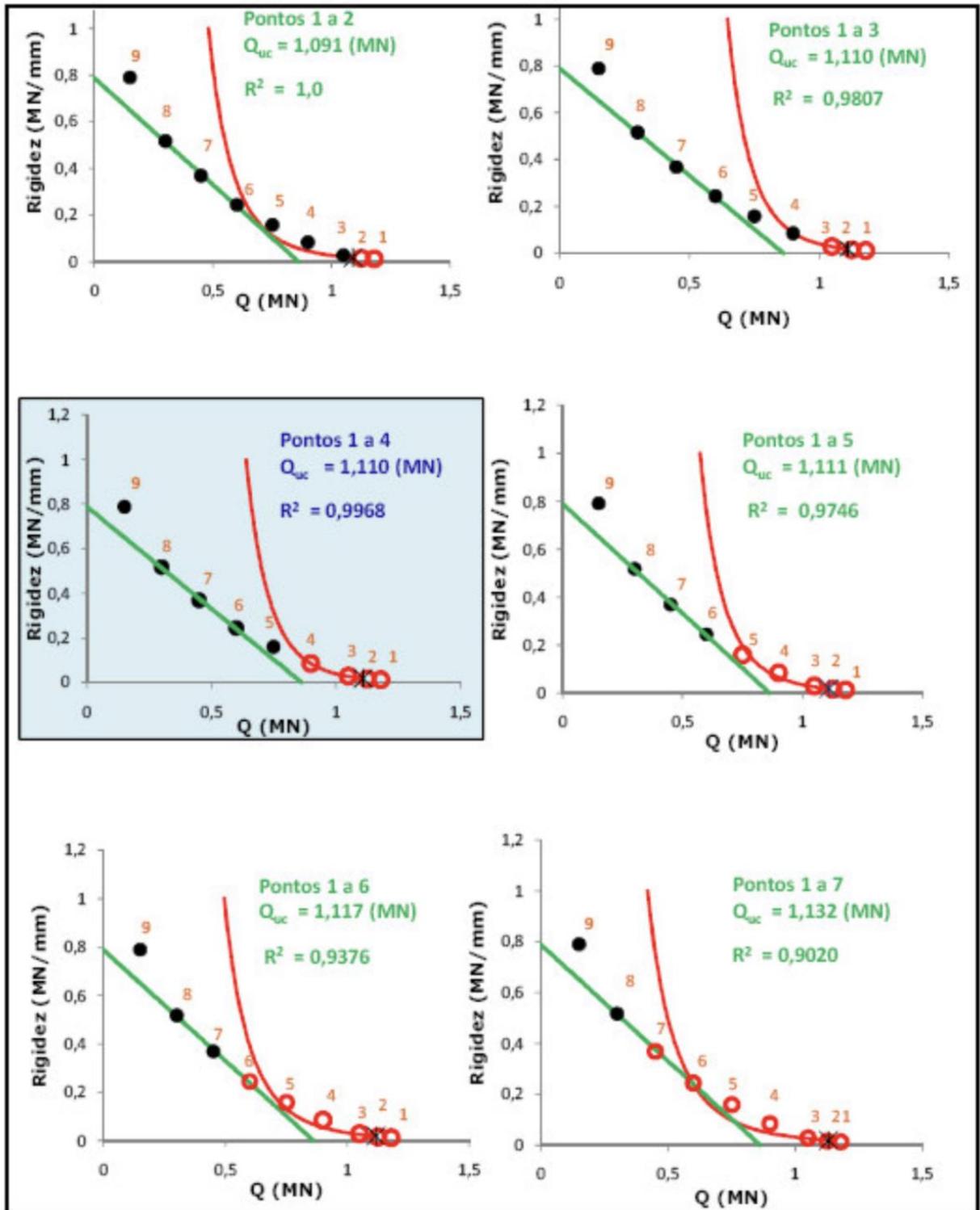


Fonte: Melo (2009)

Para definir os pontos dos domínios, adota-se a correlação que abrange o maior número de pontos e o maior valor de  $R^2$ , conforme figuras 26 e 27.

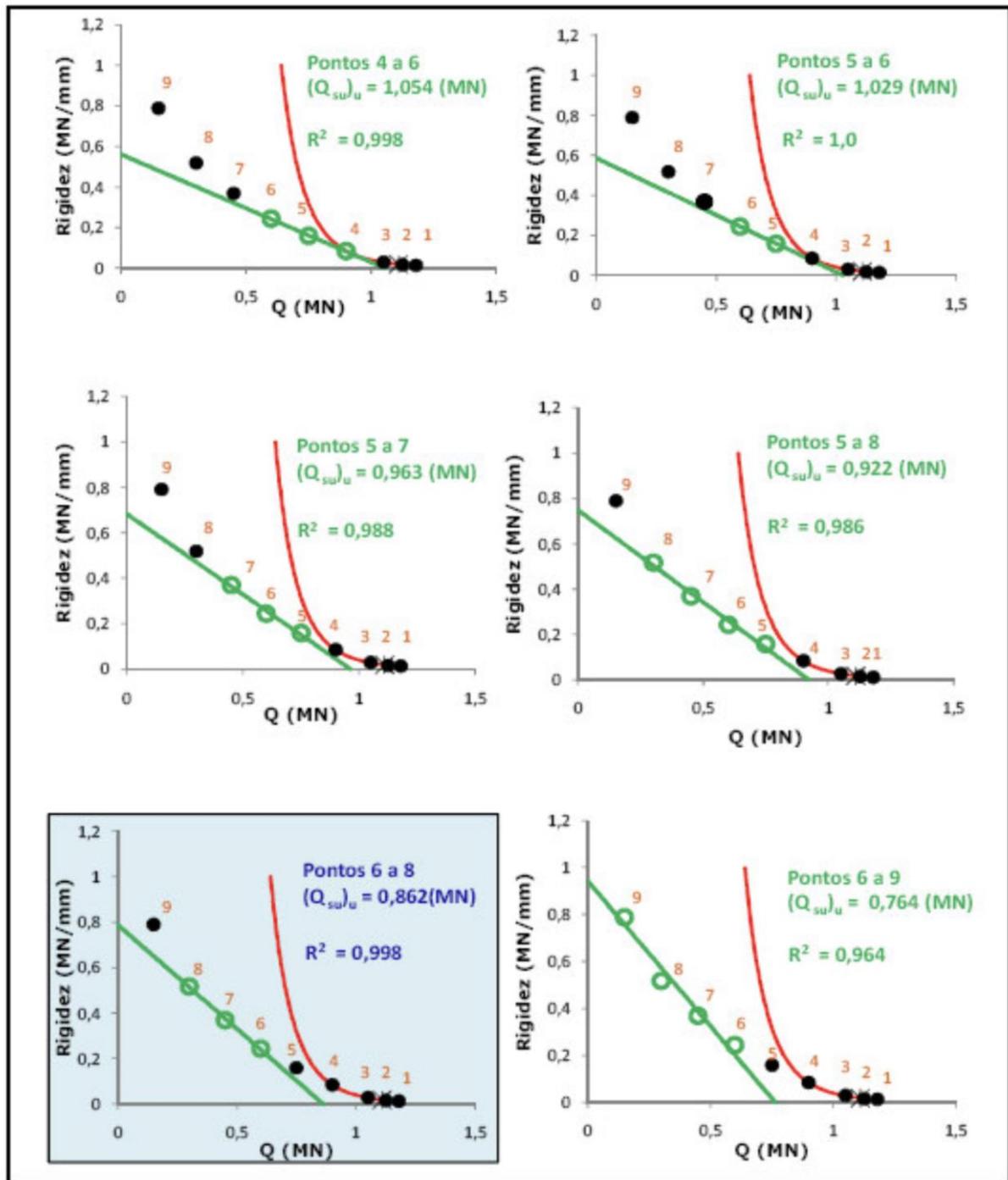
Segundo Décourt (2008), dados de boa qualidade apresentam coeficientes de correlação iguais ou superiores a 0,99.

Figura 26 – Análise das diversas correlações para representar o domínio da ponta



Fonte: Melo (2009).

Figura 27 – Análise das diversas correlações para representar o domínio do atrito lateral



Fonte: Melo (2009).

Décourt (2006) afirma que a carga definida como a carga correspondente a rigidez nula, somente será aproximada em dois casos:

- Por atrito lateral, correspondente a relação linear (todas as estacas)
- Por ponta, linear para estacas de deslocamento e Log x Log para estacas escavadas (estacas de deslocamento).

O cálculo da carga limite  $(Q_u)_c$  por ponta define-se como:

$$(Q_u)_c = 10^{\text{Log}(\text{RIG})^{b-a}} \quad (50)$$

E para rupturas por atrito lateral:

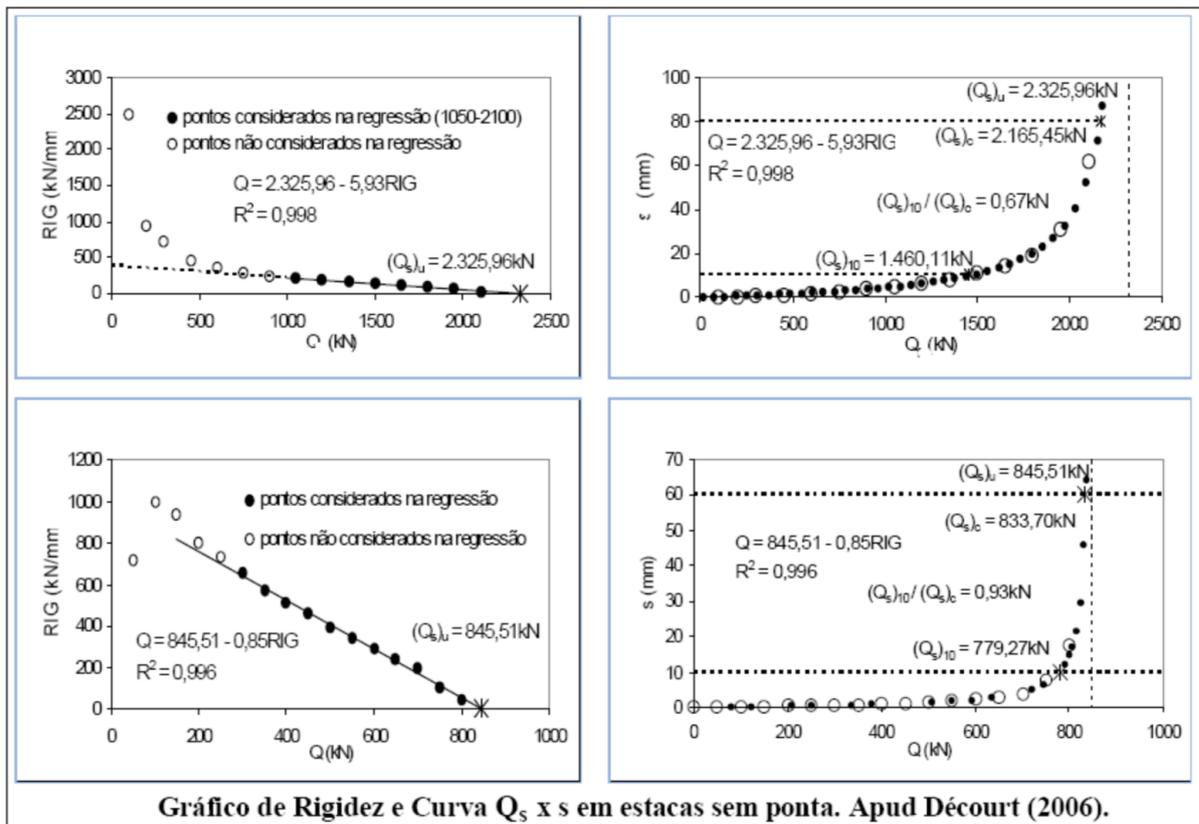
$$(Q_u)_c = a + b \times \text{RIG} \quad (51)$$

Em que:

- a – Intercepção do gráfico
- b – Inclinação da curva

É importante ressaltar que em alguns casos, a ruptura por atrito lateral corresponde a estacas que só apresentam relação linear entre a carga e a rigidez como na figura 28 (DÉCOURT, 2008).

**Figura 28** – Exemplos de estacas com atrito lateral predominante

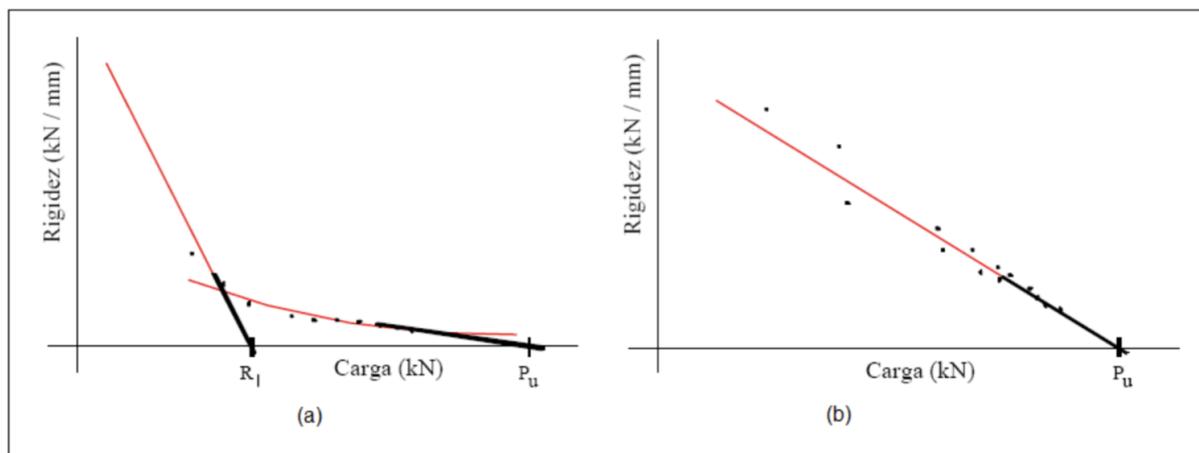


Fonte: Décourt (2008).

Segundo Décourt (1998, 2008), o gráfico de rigidez mostra duas situações típicas distintas:

- As fundações que praticamente não rompem (estacas escavadas) (Figura 29 a)
- As fundações que rompem (estacas de deslocamento) que neste caso definem claramente tanto a ruptura convencional quanto a ruptura física (Figura 29 b).

**Figura 29** – Exemplo de fundações que não rompem (a) e de fundações que rompem (b)



Fonte: Campos (2005).

As estacas de deslocamento, tais como as pré-moldadas de concreto, as franki e os perfis metálicos, permitem ao método uma avaliação razoavelmente precisa da carga de ruptura física e da carga de ruptura convencional, que, segundo Décourt (2008), a diferença entre elas é da ordem de 20%.

Nas fundações que não apresentam ruptura física, como as estacas escavadas (estacões, barretes, Strauss e hélices contínuas), o gráfico de rigidez assume um comportamento assintótico hiperbólico e a ruptura física é determinada através da extrapolação.

Fellenius (2001) define carga limite extrapolada ( $Q_u$ ) por Décourt (1996) como a relação entre a interseção da reta com o eixo y ( $C_2$ ) e a inclinação da reta ( $C_1$ ).

$$Q_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (52)$$

A equação da curva “ideal” é dada por:

$$Q = C_2 \frac{r}{1 - C_1 r} \quad (53)$$

Em que:

Q – Carga aplicada

r – Recalque

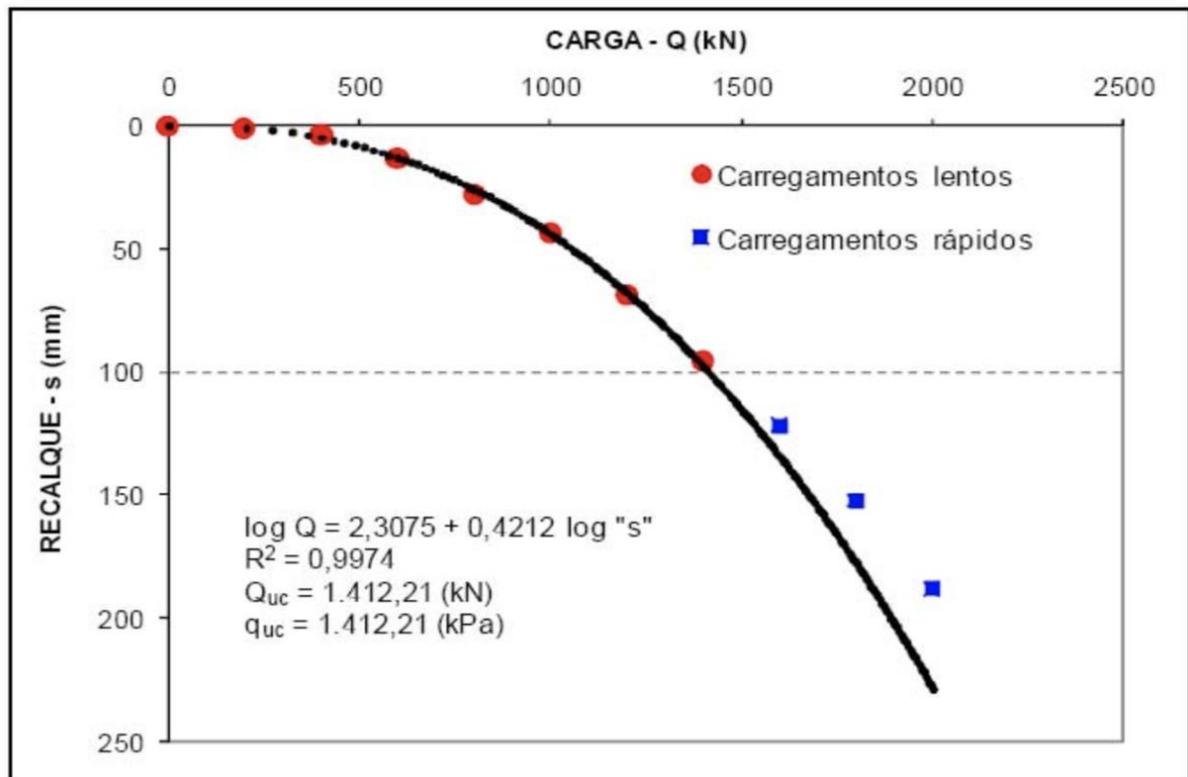
Se a prova de carga for levada a pequenos valores de RIG, pode ser usada extrapolação linear ou logarítmica para a ruptura física.

Quanto menor for a rigidez no ensaio, mais precisa será a estimativa da carga de ruptura.

Similarmente ao método de Chin (1970, 1971) e ao de Brinch Hansen (1963), uma curva é determinada e comparada a curva carga x recalque do ensaio.

Segundo Décourt (2008), existe uma limitação na utilização do método aos ensaios realizados com carregamentos lento e rápido, pois conduz a resultados que tendem contra a segurança (Figura 30).

**Figura 30** – Prova de carga em bloco quadrado de fundação (1,0 x 1,0 m)



Fonte: Décourt (2008)

## 2.7 SÍNTESE DO CAPÍTULO

A estaca escavada tem a sua aplicação e seu espaço em solos não saturados. É de fácil execução, pode receber grandes carregamentos e dispensa a bomba de concreto na hora da perfuração, pois a concretagem não necessita ser no mesmo momento, podendo ser algum tempo depois.

Em sua fase de projeto é necessário limitar a carga admissível máxima a 1,25 vezes a carga absorvida pelo atrito lateral, ou seja, limitar a 20% da carga admissível a parcela de resistência da ponta.

A prova de carga estática é o ensaio mais comum e determina de forma direta os deslocamentos e resistência do solo e elementos estruturais de fundação. As provas de carga podem ser do tipo convencional ou instrumentada, e lenta ou rápida.

A extensometria usa sensores que medem a deformação, com a variação de sua resistência. Utiliza-se o esquema elétrico da Ponte de Wheatstone, e observa-se que pela variação do comprimento, ocorre a variação da resistência. Posteriormente, esta variação de resistência é convertida em uma tensão de saída, que é coletada por voltímetros. Seu princípio de funcionamento está na relação linear entre a variação da resistência elétrica e a variação do comprimento de um fio metálico ou semicondutor.

A prova de carga instrumentada mostra o processo de transferência de carga da estaca ao solo, indicando as parcelas que são absorvidas por atrito lateral e pela ponta. Além disso, com a instrumentação determina-se o valor do módulo de elasticidade da estaca, evitando-se erros grosseiros quando se tentar estimar o valor do módulo. A mobilização do atrito lateral acontece bem antes da mobilização da ponta. Para pequenos valores de recalque ocorre a saturação do atrito lateral, enquanto que para a resistência de ponta ser totalmente mobilizada, os valores dos deslocamentos estarão elevados.

Existem muitas pesquisas em fundações em estacas em solos não saturados, contudo a maioria delas dá ênfase em solos colapsíveis. São escassos os trabalhos em solos não saturados sem potencial de colapso. As provas de cargas feitas em momentos distintos relatam valores diferentes de capacidade de carga, com valores reduzidos em solos com maior umidade. Explica-se também alguns métodos de previsão de capacidade de carga e também o Método da Rigidez de Décourt.

### 3 APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA

Nesta seção serão apresentadas as informações da área e da obra onde foram realizadas as pesquisas. Executaram-se ensaios de campo, de laboratório e instrumentação em uma obra situada na cidade de João Pessoa-PB, tendo destaque os aspectos geológicos e geotécnicos do solo

#### 3.1 ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA

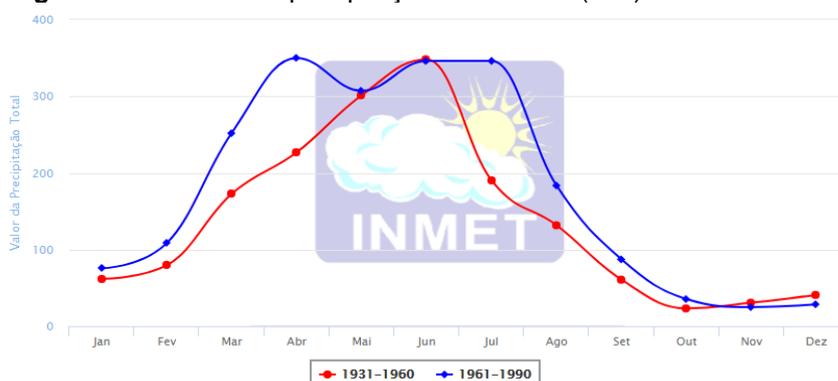
João Pessoa, capital do estado da Paraíba, está localizada na porção mais oriental das Américas e do Brasil, com longitude oeste de  $34^{\circ}47'30''$  e latitude sul  $7^{\circ}09'28''$ . Possui altitude média em relação ao nível do mar de 37 metros, com altitude máxima de 74 metros nas proximidades do rio Mumbaba, predominando em seu sítio urbano terrenos planos com cotas da ordem de 10 metros. Sua topografia em geral é plana, porém em níveis diferentes. Isso favorece a sua urbanização, principalmente nos tabuleiros, devido ainda a não concentração de grandes edifícios.

João Pessoa tem clima tropical úmido (tipo Am na classificação climática de Koppen-Geiger), com índices relativamente elevados de umidade do ar, e temperaturas médias anuais em torno dos  $23^{\circ}\text{C}$ . O índice pluviométrico anual é superior a 2.000 mm, concentrados entre os meses de abril e julho.

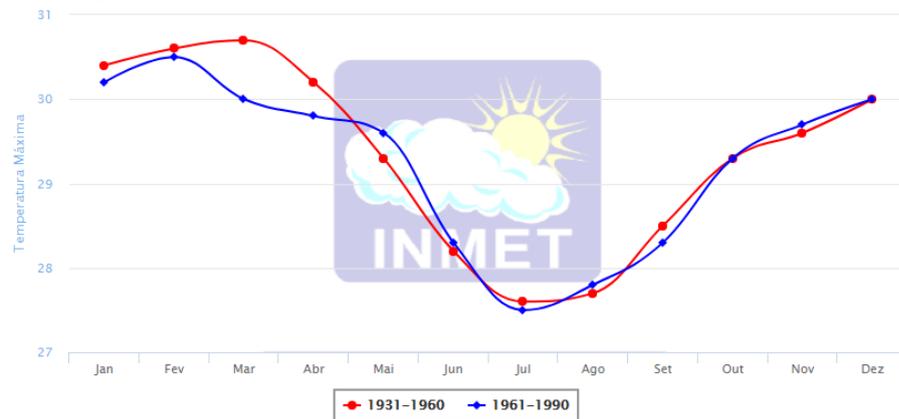
O gráfico de precipitação mensal da figura 31, mostra elevada concentração de chuvas em quatro meses do ano (abril a julho).

Os gráficos das figuras 32 a 37, ilustram toda a ocorrência ao longo do ano, da temperatura (máxima, média e mínima), umidade relativa, evaporação e insolação na cidade de João Pessoa.

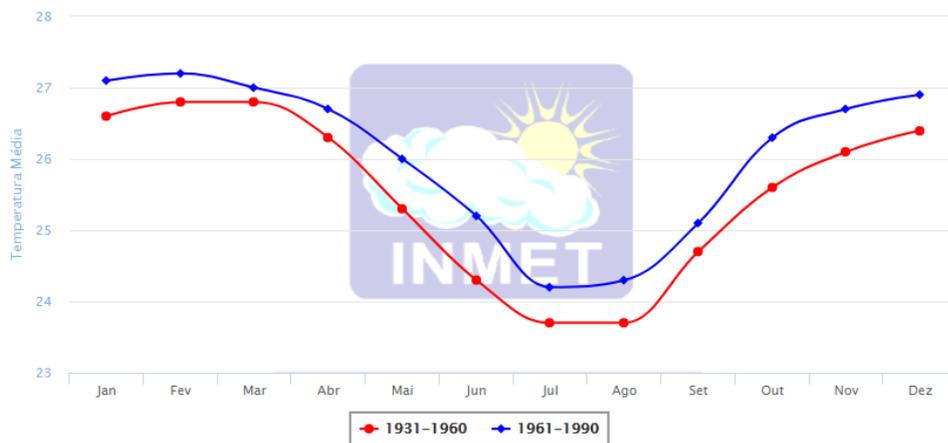
**Figura 31** – Gráfico de precipitação acumulada (mm) de João Pessoa



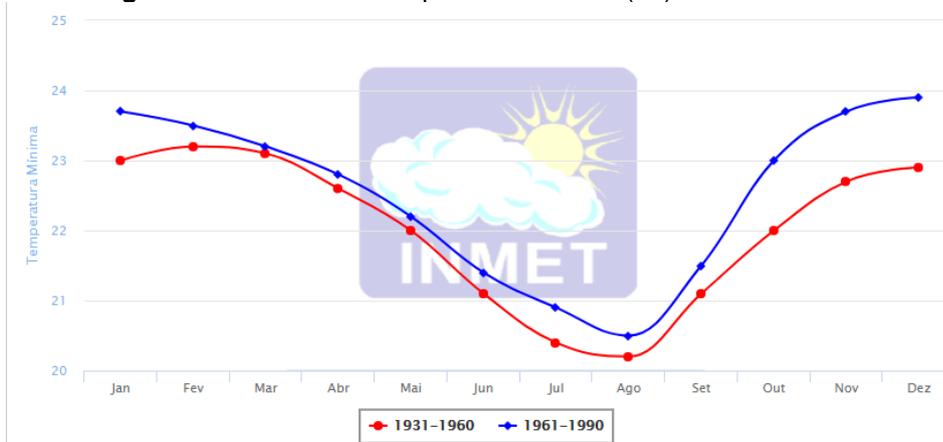
Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

**Figura 32** – Gráfico de temperatura máxima (°C) de João Pessoa

Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

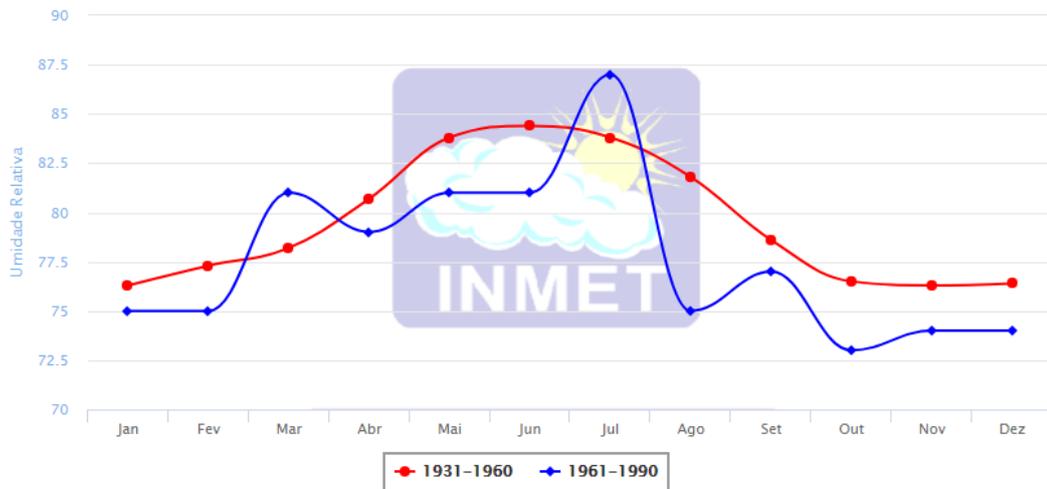
**Figura 33** – Gráfico de temperatura média (°C) de João Pessoa

Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

**Figura 34** – Gráfico de temperatura mínima (°C) de João Pessoa

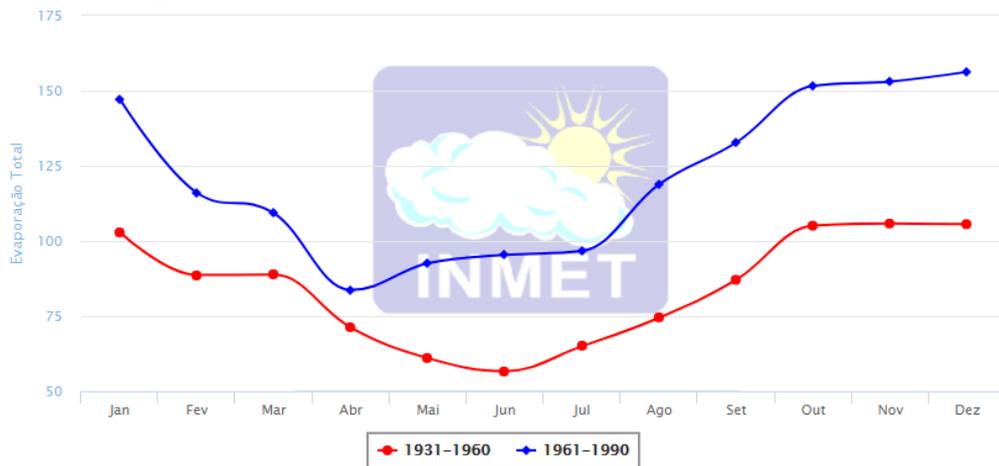
Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

**Figura 35** – Gráfico da umidade relativa (%) de João Pessoa



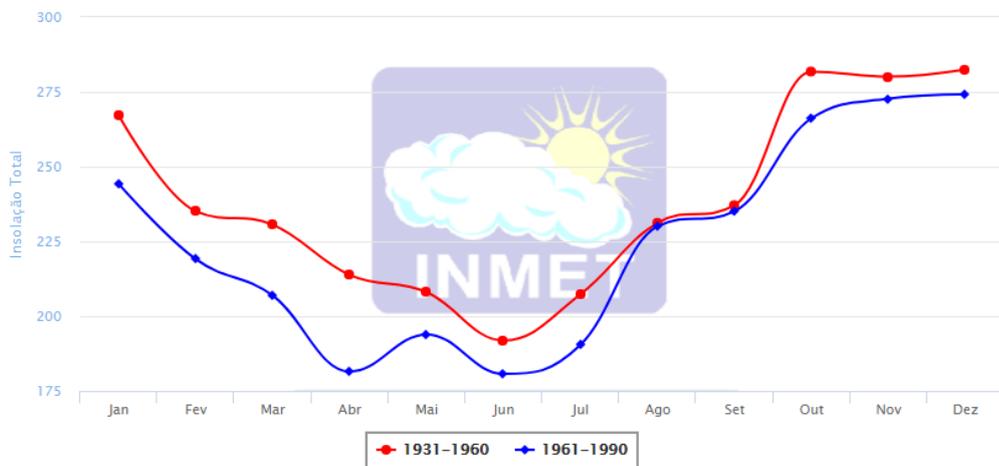
Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

**Figura 36** – Gráfico da evaporação total (mm) de João Pessoa



Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

**Figura 37** – Gráfico da insolação total (horas e décimos) de João Pessoa



Fonte: INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

Pelos gráficos acima, verifica-se:

- Março é, potencialmente, o período de reposição hídrica;
- Abril a agosto corresponde ao período de excedentes hídricos;
- Setembro a dezembro corresponde ao período tanto de retirada de água do solo quanto de deficiência hídrica;
- O período de janeiro e fevereiro corresponde exclusivamente ao período de deficiência hídrica.

### 3.2 DESCRIÇÃO DA GEOLOGIA DA REGIÃO

Descreveu-se, separadamente, a geologia do estado da Paraíba, da cidade de João Pessoa e da Formação de Barreiras.

#### 3.2.1 Geologia do estado da Paraíba

De acordo com a Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais da Paraíba (CDRM), graças à geologia diversificada, envolvendo rochas que vão desde o período pré-cambriano (2.5 bilhões de anos) até os dias atuais, e a disponibilidade de ambientes geologicamente propícios, o Estado da Paraíba é considerado rico em bens de origem mineral. Conforme dados da publicação “Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba: texto explicativo dos mapas geológicos e de recursos minerais do Estado da Paraíba”, editado pelo Ministério de Minas e Energia, em conjunto com a secretaria de Minas e Metalurgia e o CPRM – Serviço Geológico do Brasil, foram cadastradas até hoje 2.008 ocorrências minerais distribuídas no território paraibano, englobando minerais metálicos, não metálicos e energéticos.

A Paraíba é o maior produtor de bentonita (argila montmorilonítica) do país, sendo responsável por mais de 90% da produção bruta do país. O Estado é também o maior produtor de cimento do Nordeste, produzido a partir dos calcários da Bacia Pernambuco-Paraíba.

O substrato geológico paraibano é formado predominantemente por rochas pré-cambrianas, as quais ocupam mais de 80% do seu território, sendo complementado por bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais

paleógenas/neógenas e formações superficiais quaternárias. A área precambriana engloba tratos da Província Borborema (Almeida *et al.*, 1977), um cinturão orogênico meso/neoproterozóico que se estende por grande parte do Nordeste, desde Sergipe até a parte oriental do Piauí. Modelos de compartimentação tectônica foram elaborados por diversos autores (Brito Neves, 1975; 1983; Santos e Brito Neves, 1984; Jardim de Sá, 1994), reconhecendo-se uma complexidade estratigráfica e geocronológica, que levou a maioria a conceber uma longa história pré-cambriana.

### 3.2.2 Geomorfologia da cidade de João Pessoa

O município de João Pessoa está localizado na porção centro-sul do litoral do Estado da Paraíba, fazendo limites com os municípios de Cabedelo ao norte, Conde ao sul, Bayeux e Santa Rita a oeste, e com o Oceano Atlântico a leste (Figura 38). Segundo o IBGE (2010) encontra-se na Mesorregião da Zona da Mata Paraibana e Microrregião de João Pessoa, tendo área total de 211,475 km<sup>2</sup>.



Fonte: Barbosa e Barbosa (2008)

O espaço territorial do município tem a sua malha urbana disposta sobre áreas de bacias hidrográficas, a exemplo do rio Gramame, ao sul, dos rios Paraíba/Sanhauá, a oeste, e na sua porção central da bacia do rio Jaguaribe/Timbó, que são intraurbanas, além das bacias secundárias, como as dos rios Cuiá, Jacarapé, Aratu e

Cabelo. Predomina o clima tropical úmido (FURRIER, 2007) e seus limites territoriais estão entre as coordenadas 07° 10'S e 34° 50'W.

O substrato geológico paraibano é formado predominantemente por rochas Pré-Cambrianas, as quais ocupam mais de 80% do seu território, sendo complementado por bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais paleógenas/neógenas e formações superficiais quaternárias (BRASIL, 2002)

Os compartimentos geomorfológicos que se apresentam no município de João Pessoa são basicamente: os Baixos Planaltos Costeiros, e as Planícies Fluviais e Marinhas. Os Baixos Planaltos Costeiros são superfícies de idade terciárias, que acompanham todo o litoral do Nordeste do Brasil, em extensão estimada de 8,42 milhões de hectares. Eles estão esculpidos em grande parte sobre os sedimentos mal consolidados da Formação Barreiras, apresentando como características uma topografia plana a suavemente ondulada, material sedimentar e de baixa altitude, com declividade média inferior a 10% (EMBRAPA, 1994).

As planícies são aquelas áreas imediatamente contíguas aos corpos d'água, compostas por sedimentos mais finos depositados pelos rios ou por ação do vento. Segundo Barbosa (2010), trata-se de terrenos sedimentares formados nos terraços do rio onde o relevo é plano e os solos muito férteis, constituem os trechos terminais dos baixos vales dos rios que provêm do interior e que são talhados nas acumulações dos sedimentos da Formação Barreiras. Elas são produzidas por depósitos deixados pelos rios e pelo mar.

Bezerra (2011) afirma que há evidências de que existem deformações na Formação Barreiras, e que estas têm influenciado em sua deposição e na de unidades quaternárias, afetando a morfologia atual das bacias da margem continental. Ou seja, as configurações do relevo atual no município de João Pessoa podem estar intimamente ligadas à ação estrutural e não apenas climática e antropogênica.

### **3.2.3 Aspectos geológicos da Formação de Barreiras**

Recobrimo de forma discordante o embasamento cristalino pré-cambriano e as rochas sedimentares cretáceas e paleogênicas das Bacias Sedimentares Pernambuco-Paraíba e Potiguar, encontram-se os sedimentos areno-argilosos mal consolidados da Formação Barreiras.

Os sedimentos da Formação Barreiras provêm basicamente dos produtos resultantes da ação do intemperismo sobre o embasamento cristalino, localizado mais para o interior do continente que, no estado da Paraíba, seriam as rochas cristalinas do Planalto da Borborema. Gopinath *et al.* (1993) em análises sedimentológicas realizadas na Formação Barreiras, no Estado da Paraíba, constataram que as fontes dos sedimentos seriam granitos, gnaisses e xistos, que são litologias predominantes no Planalto da Borborema.

Segundo Alheiros *et al.* (1989), a deposição dos sedimentos da Formação Barreiras se deu através de sistemas fluviais entrelaçados desenvolvidos sobre leques aluviais. A fácies de sistemas fluviais entrelaçados apresenta depósitos de granulometria variada com cascalhos e areias grossas a finas, de coloração creme amarelado, com intercalações de microclastos de argila síltica, indicativo de ambientes de sedimentação calmo, como por exemplo, de planície aluvial. A fácies de leques é constituída por conglomerados polimíticos de coloração creme-avermelhada, com seixos e grânulos subangulosos de quartzo e blocos de argila retrabalhada, em corpos tabulares e lenticulares de até um metro de espessura, intercalados com camada síltico-argilosa menos espessa.

Para Alheiros *et al.* (1989), a deposição dos sedimentos da Formação Barreiras representa a evolução de um sistema fluvial desenvolvido em fortes gradientes e sob clima predominantemente árido e sujeito a oscilações.

Arai (2005) questionou a origem continental da Formação Barreiras tradicionalmente apregoada e admite origem predominantemente marinha para a mesma. Através de estudos palinológicos, Arai *et al.* (1988) posicionam a parte inferior dessa formação no Mioceno inferior a médio.

A espessura da Formação Barreiras do Estado da Paraíba é bastante variável, atingindo espessuras máximas entre 70 e 80 m (Leal e Sá, 1998). No final do ciclo deposicional, a espessura deste pacote sedimentar era, provavelmente, muito superior à atual, pois trata-se de um ambiente dominado por processos denudacionais desde o Plioceno. As diferentes espessuras ora verificadas estão sendo explicadas recentemente por estudos de tectônica regional cenozóica originadas por reativações de antigas falhas no embasamento cristalino do Proterozóico (Brito Neves *et al.* 2004).

Em função das semelhanças litológicas com a Formação Beberibe, camada basal da Bacia Pernambuco-Paraíba, a identificação da Formação Barreiras em

campo e, conseqüentemente, o seu mapeamento, é extremamente difícil, sobretudo, na ausência dos calcários da Formação Gramame (intermediária). Essa formação funciona como uma camada guia entre as Formações Beberibe e Barreiras. Geralmente, os calcários da Formação Gramame são encontrados somente até 20 km continente adentro, havendo, portanto, a partir desse ponto, grande dificuldade em diferenciar as Formações Barreiras e Beberibe somente por observações de campo, principalmente quando submetidas ao intenso intemperismo.

A ausência de fósseis no Grupo Barreiras impede uma datação precisa, de modo que os autores divergem entre si. Em geral, atribui-se um intervalo de sedimentação entre o Paleógeno (Oligoceno) e o Neógeno, chegando até o Pleistoceno (Salim *et al.*, 1975, Mabesoone *et al.*, 1972; Suguio *et al.*, 1986).

Segundo Bezerra (2018), a geomorfologia do município de João Pessoa pode ser dividida em dois grupos de morfoesculturas: os Baixos Planaltos Costeiros (inseridos na macrocompactação dos Tabuleiros Litorâneos), esculpidos sobre sedimentos areno-argilosos mal consolidados da Formação Barreiras, e a Baixada Litorânea, formados sobre cobertura aluvial.

### 3.3 LOCAL ESTUDADO

Esta pesquisa foi realizada na Formação Barreiras da cidade de João Pessoa. O trabalho foi concentrado no Bairro dos Estados. Foram realizados ensaios de campo e de laboratório, visando a caracterização geotécnica de um perfil representativo da Formação Barreiras da região. Somando-se aos ensaios, foi realizada uma prova de carga, instrumentada, que serviu como base para o estudo da capacidade de carga de estacas escavadas em solos da Formação Barreiras. A área é um canteiro de obras, onde será erguido um edifício residencial com 34 pisos. A estaca ensaiada faz parte das fundações deste edifício. A figura 39 indica a localização do Bairros dos Estados.

**Figura 39** – Mapa da cidade de João Pessoa com a indicação do Bairro dos Estados



Fonte: geo.joaopessoa.pb.gov.br

### 3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO PERFIL ESTUDADO

A caracterização geotécnica consistiu em ensaios de campo e laboratório. As investigações geotécnicas de campo consistiram em sondagens à percussão (SPT), coleta de amostras deformadas (sacos) e indeformadas (blocos) através da escavação do subsolo, poço do elevador e blocos de coroamento, atingindo uma profundidade de aproximadamente 7,50m para as amostras indeformadas e 20 m para as sondagens SPT.

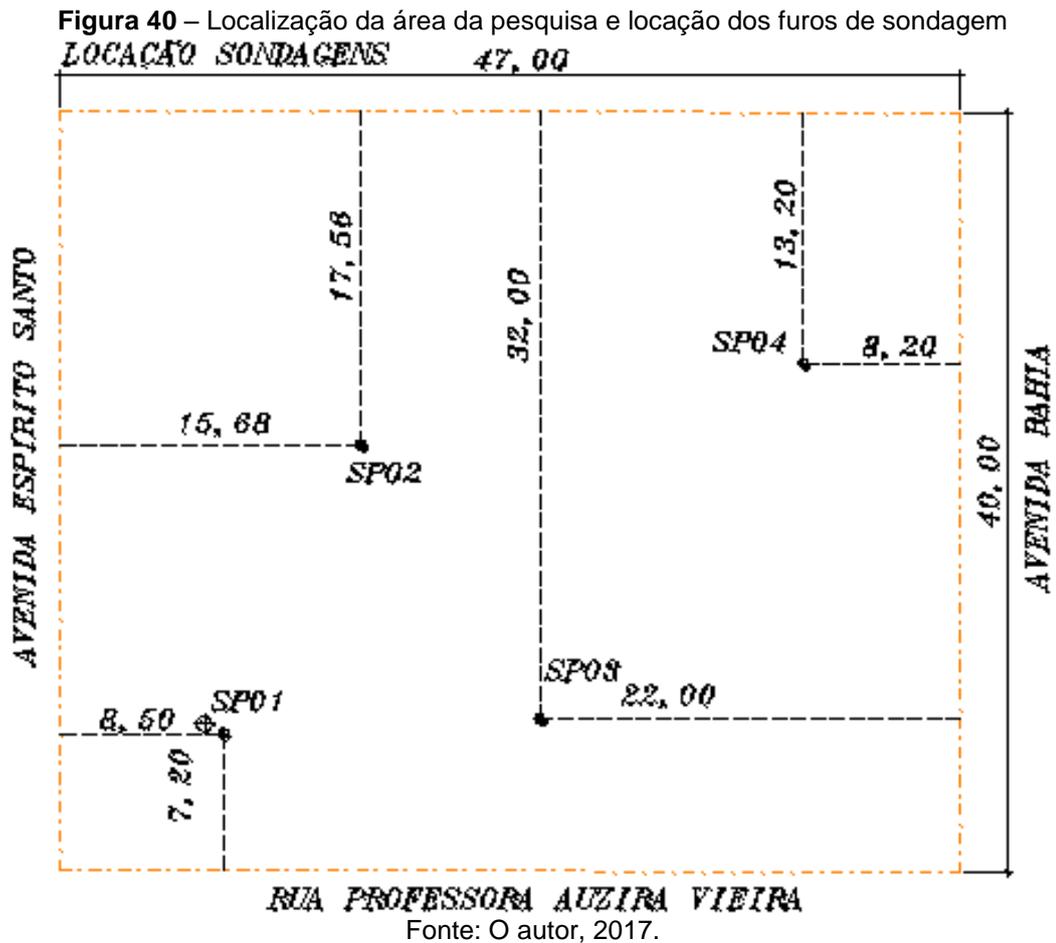
Os ensaios de laboratório foram realizados no laboratório de geotecnia da UFPE. A partir das amostras foram realizados os ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência e densidade dos grãos), cisalhamento direto convencional (com e sem inundação) e edométricos duplos.

#### 3.4.1 Investigação de campo

Realizaram-se os seguintes ensaios de campo: sondagens à percussão do tipo SPT coletas de amostras deformadas e indeformadas.

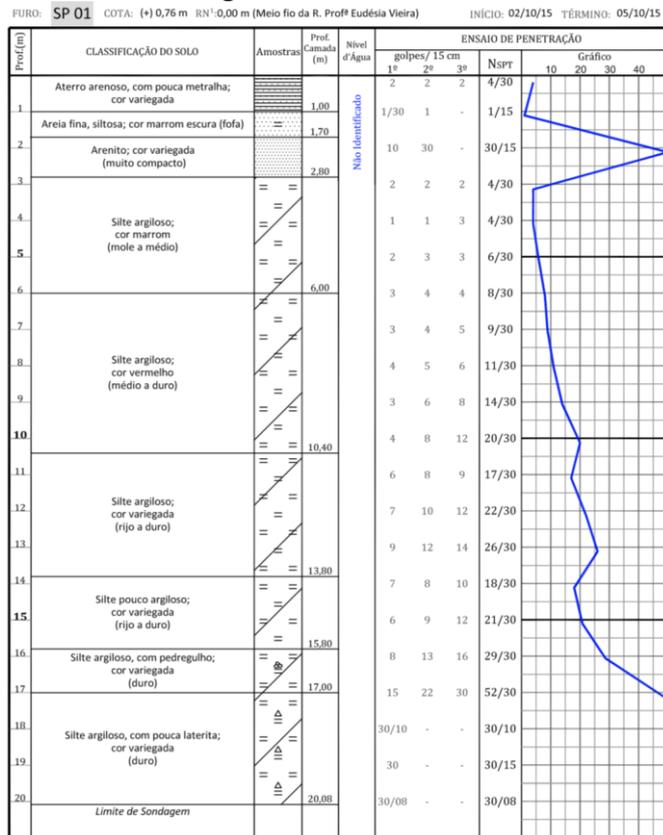
### 3.4.1.1 Sondagens à percussão N<sub>sPT</sub>

Foram executados 04 furos de sondagem no mês de outubro de 2015. A figura 40 mostra a locação dos furos de sondagem, bem como as dimensões do terreno onde será erguido um edifício residencial.



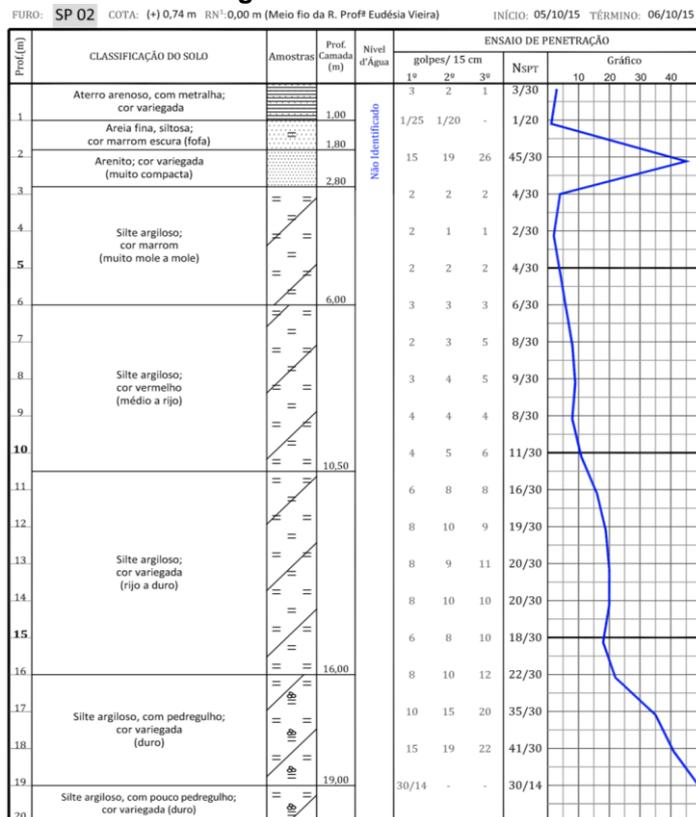
Os perfis geotécnicos são apresentados a seguir, nas figuras 41 a 44.

**Figura 41 – Furo SP 01**



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 42 – Furo SP 02**



Fonte: O autor, 2017.



Em todas as sondagens, observa-se uma camada inicial de areia fina siltosa, cor marrom escura e fofa, com profundidade aproximada de 1,70m. Nesta camada, o  $N_{SPT}$  médio variou entre 2 e 4 golpes. Subjacente a esta camada, encontra-se arenito, com  $N_{SPT}$  elevado, entre 45 e 60 golpes. A camada de arenito possui espessura que varia entre 1 e 3 metros. Após a camada de arenito, seguem-se camadas de silte argiloso, com resistência crescente ao longo da profundidade, iniciando com  $N_{SPT}$  aproximado de 3 golpes e terminando com valores de 60 golpes. O limite de profundidade das sondagens foi igual a 20 m.

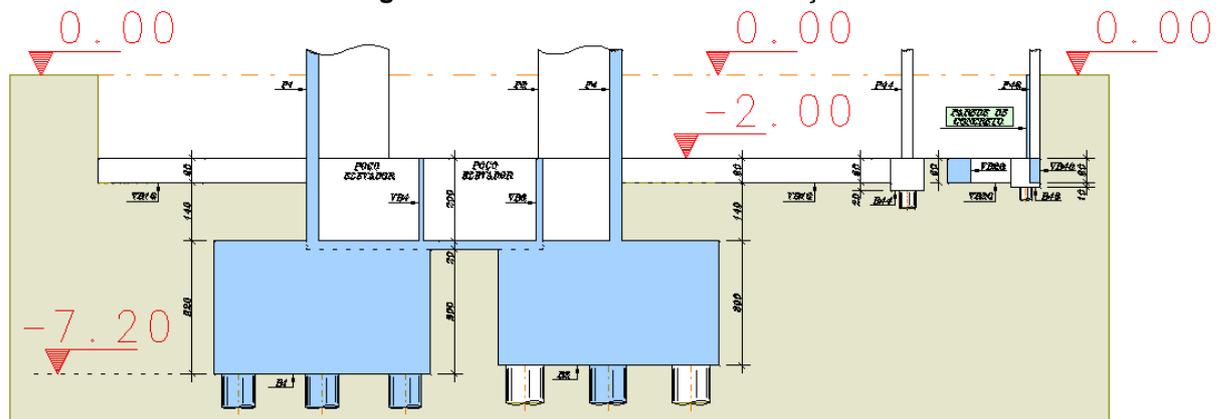
Ao longo da profundidade, o material apresentou-se heterogêneo quanto à descrição táctil-visual, variando entre areias e siltes.

Observando as figuras 41 a 44, nota-se a ausência do nível d'água, ou seja, é um solo não saturado. Segundo Coutinho e Severo (2009) esta situação é comum nos perfis residuais e na Formação Barreiras. Ainda de acordo com Coutinho e Severo (2009), o fato do solo ser não saturado é fundamental na interpretação dos ensaios, sobretudo os de campo, uma vez que, diferentemente dos solos saturados, nos solos não saturados existe uma poropressão negativa instalada na fase líquida intersticial (sucção) que tende a fazer com que os solos se apresentem com resistência e rigidez elevadas.

#### 3.4.1.2 Coleta de amostras deformadas e indeformadas

Por se tratar de uma obra de um edifício, onde ocorreram as escavações do subsolo, dos poços dos elevadores e dos blocos de coroamento, foi possível a retirada de amostras em profundidades variáveis. A figura 45 ilustra as profundidades alcançadas.

**Figura 45 – Profundidades da escavação**



Fonte: o autor (2017)

As amostras deformadas foram coletadas de metro a metro, em uma escavação de uma fundação do edifício, iniciando na cota de  $-2.30$  m e finalizando na cota de  $-7.50$  m.

Tais amostras foram utilizadas para a realização dos ensaios de caracterização. O material foi coletado em sacos plásticos com aproximadamente 5 kg de solo.

As amostras indeformadas consistiram de blocos cúbicos com arestas de 30 cm. Foram coletados nas profundidades 2.30m, 4.30m e 7.50m. As profundidades de coleta foram escolhidas da seguinte maneira:

- A amostra 01 foi coletada logo abaixo da cota do subsolo (2.30m);
- A amostra 02 foi coletada em uma cota intermediária entre a primeira e a última (4.30m);
- A amostra 03, a última, foi coletada na maior profundidade escavada (7.50m)

As figuras 46 a e b ilustram esquematicamente as 03 profundidades para retirada das amostras:

**Figura 46** – Profundidades de coleta dos blocos

Fonte: o autor (2017)

Para a coleta dos blocos, os seguintes procedimentos e etapas foram realizados:

### **ETAPA 01**

Com as escavações realizadas pela construtora responsável pela obra, ficaram bem definidos os níveis do subsolo e de arrasamento dos blocos de coroamento abaixo dos poços dos elevadores. Após isso, com o uso de picareta, pá e facão, foi iniciada uma escavação para “talhar” os blocos. Quando a escavação do bloco indeformado se encontrava a 10 cm das faces da amostra, o bloco era moldado com ferramenta cortante, no caso, com facão. Ao lado do bloco, retirada de amostra deformada (sacos). As figuras 47 a 50 ilustram bem a etapa 01.

**Figura 47** – Escavação no entorno da amostra na profundidade final



Fonte: o autor (2017)

**Figura 48** – Início da moldagem do bloco



Fonte: o autor (2017)

**Figura 49** – Amostra deformada adjacente a amostra indeformada



Fonte: o autor (2017)

**Figura 50** – Bloco moldado

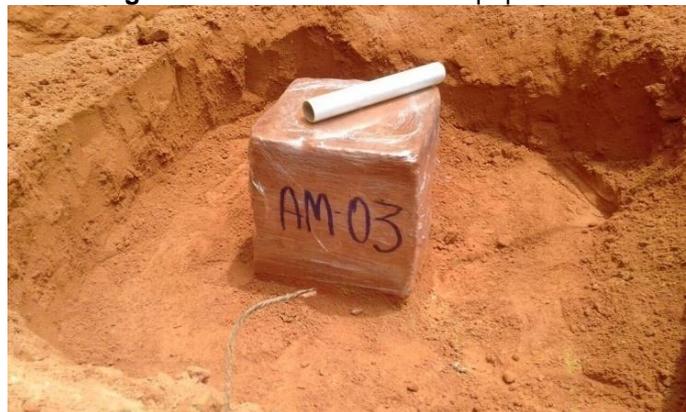


Fonte: o autor (2017)

## ETAPA 02

Após o bloco ser moldado, sem seccioná-lo do restante do solo, ele era envolvido em papel filme, papel alumínio, tecido e fita adesiva. Com isso, era aplicada a parafina derretida com o auxílio de um pincel. As figuras 51 a 53 ilustram a etapa 02.

**Figura 51** – Bloco envolto com papel filme



Fonte: o autor (2017)

**Figura 52** – Bloco envolto com papel alumínio



Fonte: o autor (2017)

**Figura 53** – Bloco envolto com tecido e parafina, devidamente identificado



Fonte: o autor (2017)

### ETAPA 03

O bloco foi colocado em uma caixa cúbica de madeira, com dimensões levemente maiores que o bloco envolvido com a parafina. Tais espaços entre as faces do bloco e a caixa foram preenchidos com serragem.

Após o bloco ser “encapsulado” pela caixa de madeira, a base da amostra era separada do maciço de solo. Virava-se então a caixa, com o cuidado de segurar o fundo da amostra com as mãos. As figuras 54 e 55 ilustram esta última etapa.

**Figura 54** – Amostra na caixa de madeira, protegida com serragem



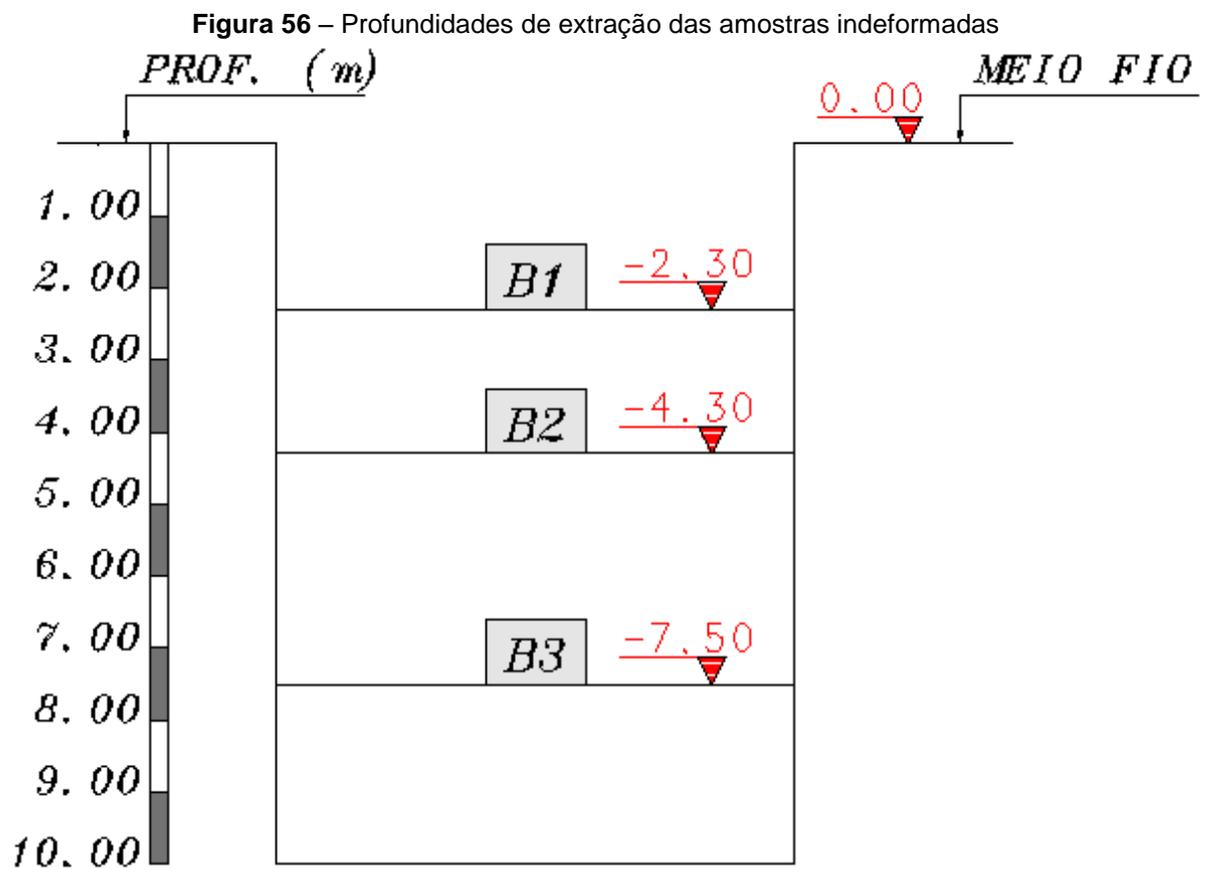
Fonte: o autor (2017)

**Figura 55** – Amostra coletada, acondicionada e identificada



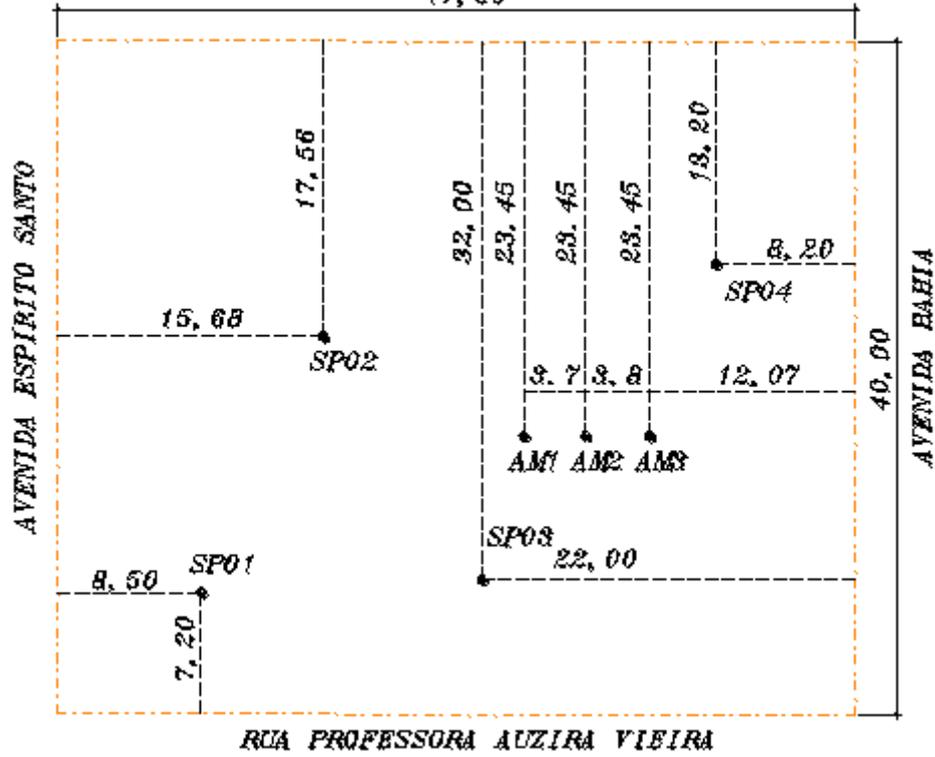
Fonte: o autor (2017)

A figura 56 indica as profundidades em que as amostras foram coletadas, e a figura 57 loca os pontos de coleta das amostras no terreno. A figura 58 complementa a figura 56, mostrando o terreno já escavado nas cotas de coleta das amostras.



Fonte: o autor (2017)

**Figura 57 –** Locação das amostras indeformadas  
**LOCALIZAÇÃO COLETA DE AMOSTRAS**  
47,00



**Figura 58 –** 03 profundidades de coleta das amostras indeformadas



Fonte: o autor (2017)

### 3.4.2 Ensaio de laboratório

Os ensaios de laboratório consistiram na caracterização completa de 03 amostras indeformadas do tipo bloco: cisalhamento direto e adensamento duplo com drenagem vertical. Além disso, ensaios de caracterização em 05 amostras deformadas coletadas em sacos.

Os ensaios das amostras foram realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação do Departamento de Engenharia Civil da UFPE.

#### 3.4.2.1 Caracterização física – Amostras indeformadas (blocos)

- Granulometria completa: peneiramento + sedimentação
- Limites de Atterberg: Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade
- Densidade dos grãos

#### 3.4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

- Ensaio de Cisalhamento Direto na Umidade Natural
- Ensaio de Cisalhamento Direto na Umidade Natural Inundado
- Ensaio de Cisalhamento Direto na Umidade Natural Inundado Residual

#### 3.4.2.3 Ensaio de adensamento

- Ensaio de adensamento na umidade natural com drenagem vertical
- Ensaio de adensamento na umidade natural inundado com drenagem vertical

#### 3.4.2.4 Caracterização física – Amostras deformadas (sacos)

- Granulometria completa: peneiramento + sedimentação
- Limites de Atterberg: Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade
- Densidade dos grãos

### 3.4.3 Metodologia dos ensaios

Os ensaios de granulometria com sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade, densidade real, cisalhamento direto e adensamento com drenagem vertical, foram realizados de acordo com as normas indicadas a seguir:

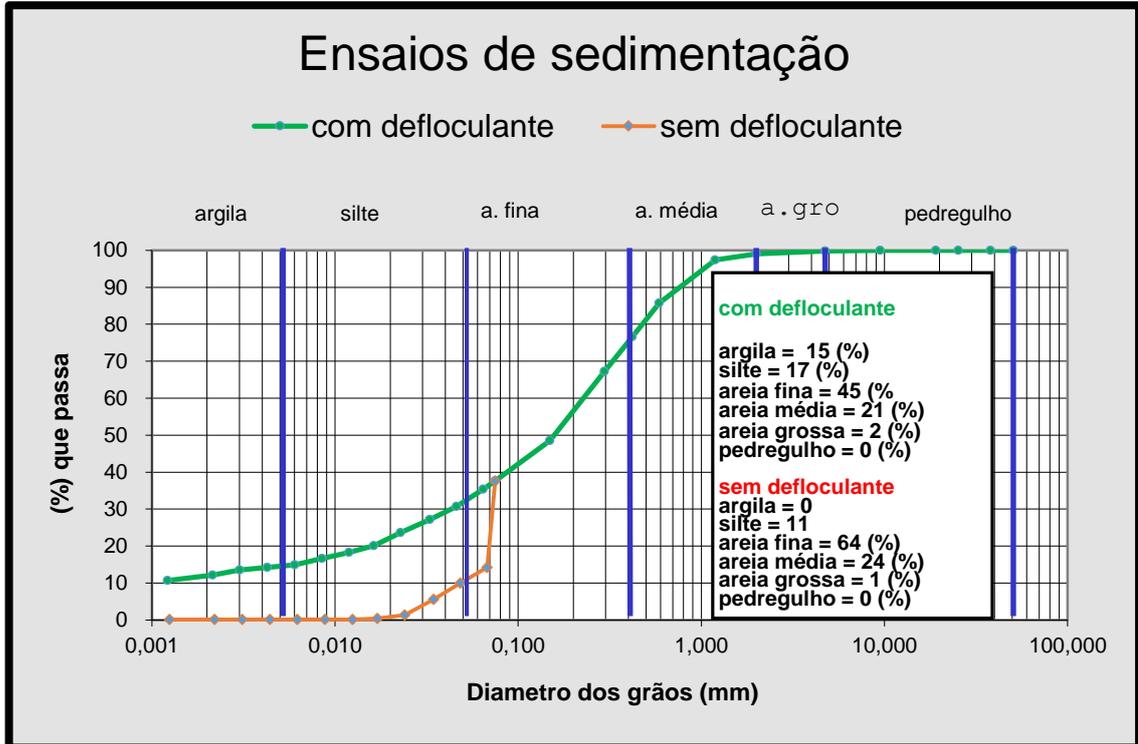
Normas:

- NBR 6457/2016 – Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 7181/2016 – Solo - Análise granulométrica;
- NBR 6458/2016 – Anexo B – Grãos de solos retidos na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica;
- NBR 6459/2016 - Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 7180/2016 - Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- ASTM D2850 – Adensamento;
- ASTM D2850 – Pin Hole.

#### 3.4.3.1 Caracterização física

A partir da análise granulométrica realizada nas amostras indeformadas Am1, Am2 e Am3, com e sem defloculante, obtiveram-se os gráficos apresentados nas figuras 59, 60, 61 (curvas e composições granulométricas das amostras ensaiadas com e sem defloculante).

**Figura 59** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante



Amostra: Bloco Am1  
 Fonte: O autor, 2017.

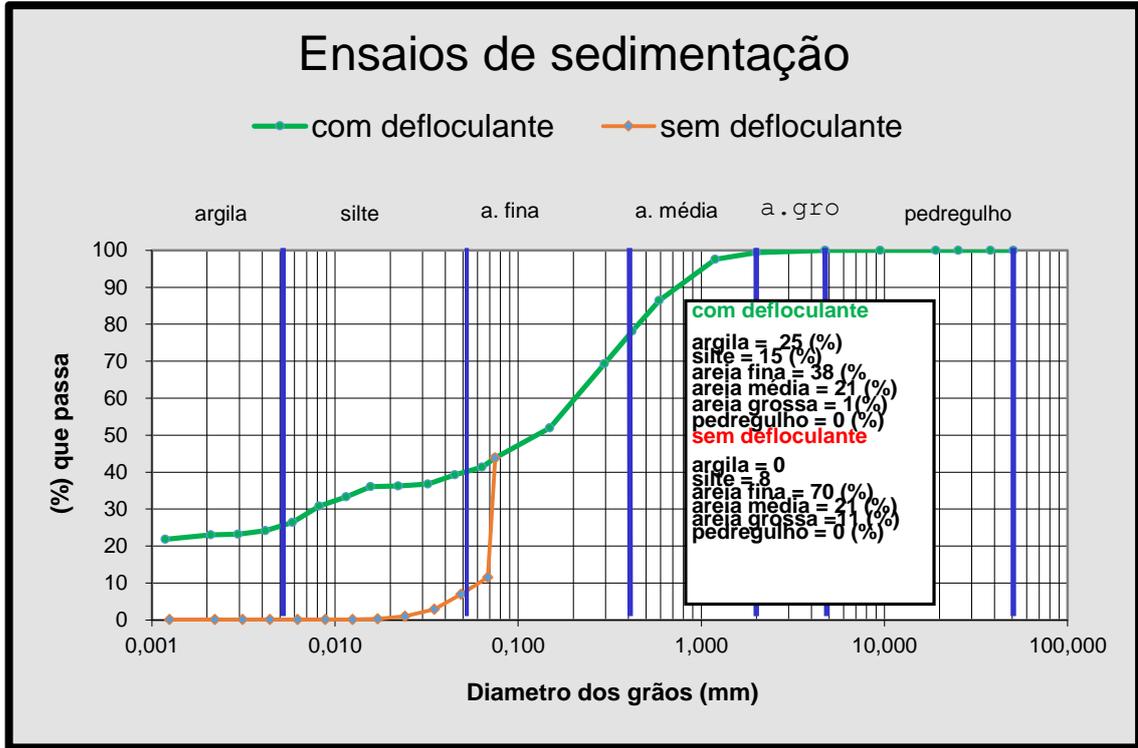
Observa-se que na amostra Am1 (Figura 59), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 15%), e de silte (passando de 11% para 17%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 64% para 21%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), com defloculante, o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Quadro 1** – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização – Amostra indeformada Am1

Amostra Am1										
Prof. (m)		Composição Granulométrica (%)						Limites de Atterberg (%)		
2,30	Densidade real: 2,652 g/cm <sup>3</sup>	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	LL	LP	IP
	Sem defloculante	0	1	24	64	11	0	26	22	4
	Com defloculante	0	2	21	45	17	15			

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 60** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante amostra Am2



Amostra: Bloco Am2  
 Fonte: O autor, 2017.

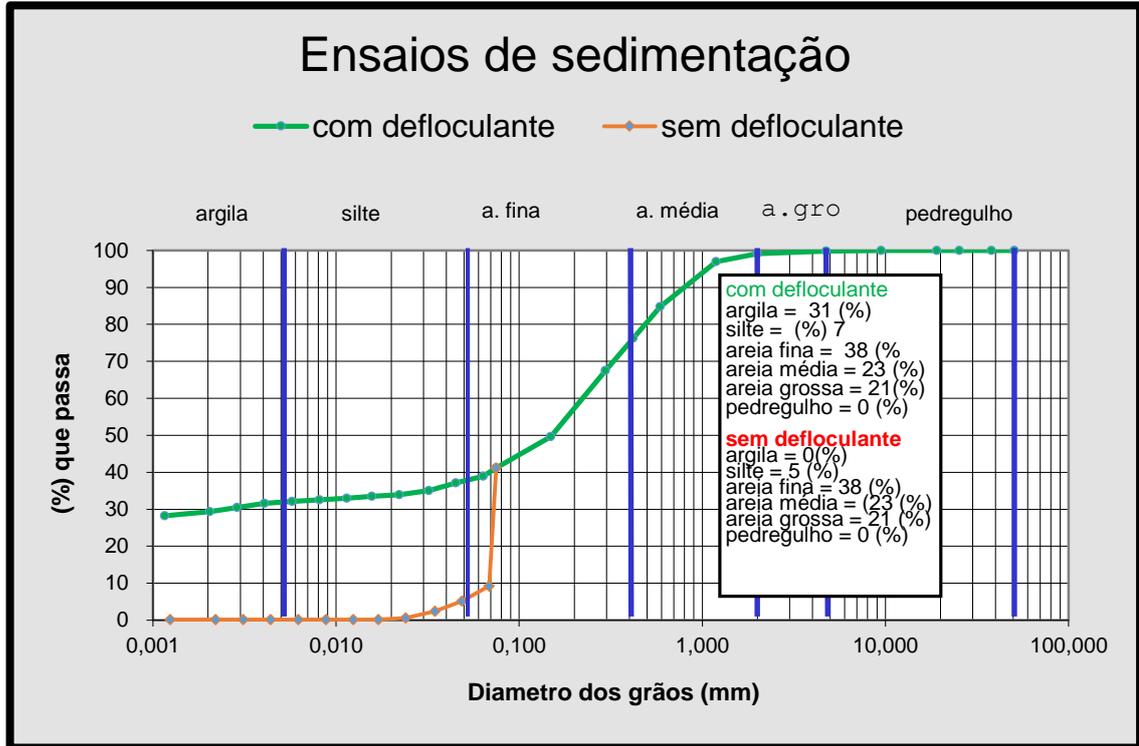
Observa-se que na amostra Am2 (Figura 60), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 25%), e de silte (passando de 8% para 15%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 70% para 38%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), com defloculante, o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Quadro 2** – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização – Amostra indeformada Am2

		<b>Amostra Am2</b>						Limites de Atterberg (%)		
Prof. (m)		Composição Granulométrica (%)						LL	LP	IP
	Densidade real: 2,642 g/cm <sup>3</sup>	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila			
4,30	Sem defloculante	0	11	21	70	8	0	28,0	23	5
	Com defloculante	0	2	21	38	15	25			

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 61** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante amostra Am3



Amostra: Bloco Am3  
 Fonte: O autor, 2017.

Observa-se que na amostra Am3 (Figura 61), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 31%), e de silte (passando de 5% para 7%). Nas frações areia, foram mantidos os percentuais no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), com defloculante, o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Quadro 3** – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização – Amostra indeformada Am3

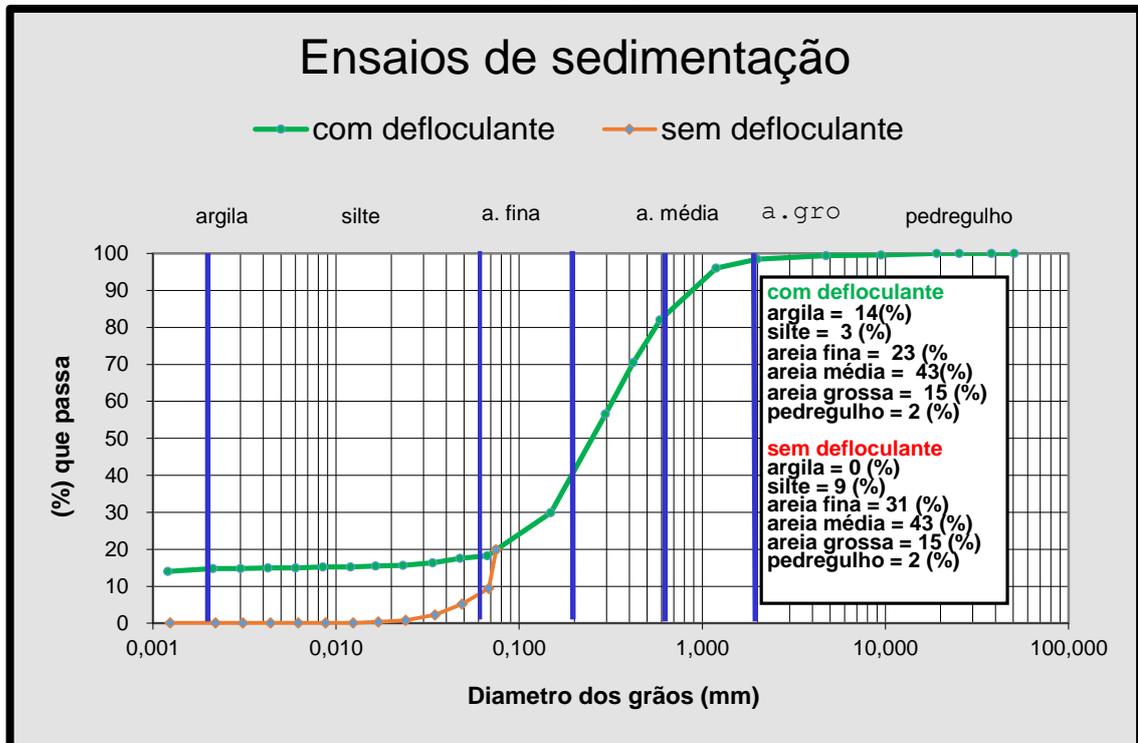
Amostra Am3										
Prof. (m)		Composição Granulométrica (%)						Limites de Atterberg (%)		
	Densidade real: 2,654 g/cm <sup>3</sup>	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	LL	LP	IP
7,50	Sem defloculante	0	21	23	38	5	0	25	21	5
	Com defloculante	0	21	23	38	7	31			

Fonte: O autor, 2017.

Foram coletados 05 sacos com amostras deformadas, com o intuito apenas de caracterização. A retirada de tais amostras foram em apenas um local, variando

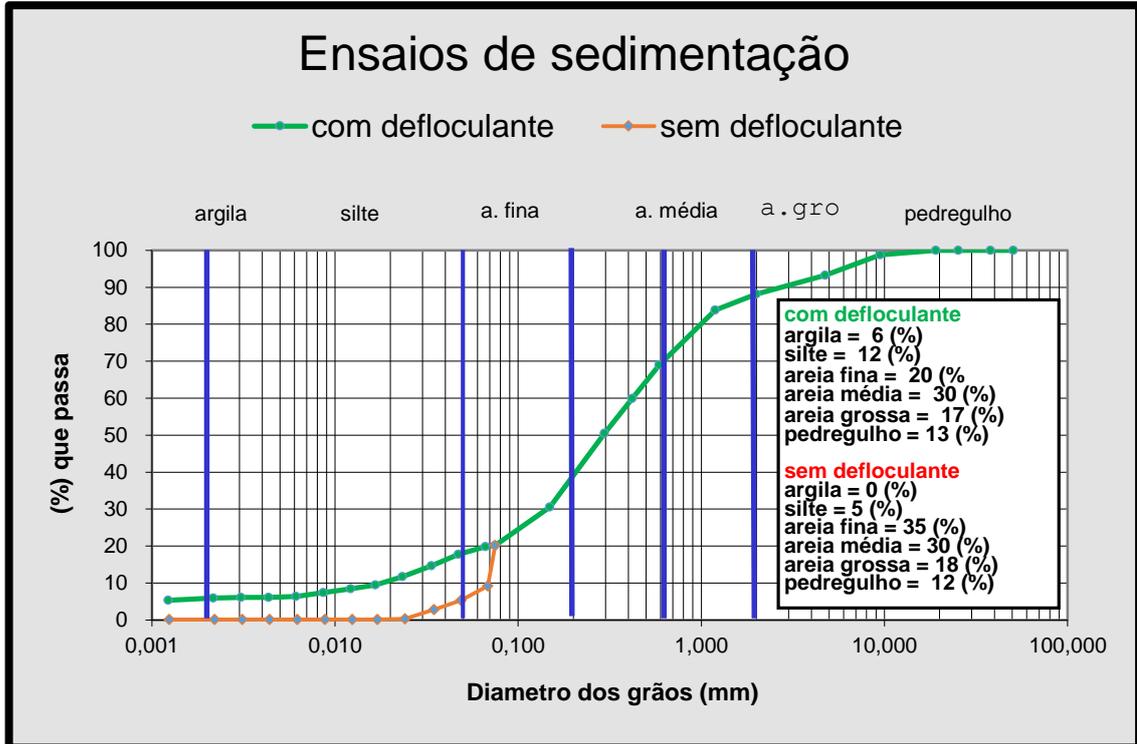
apenas a profundidade, que foram as seguintes: 1,0 m, 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m e 5,0 m. Os gráficos são apresentados nas figuras 62 a 66.

**Figura 62** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco1



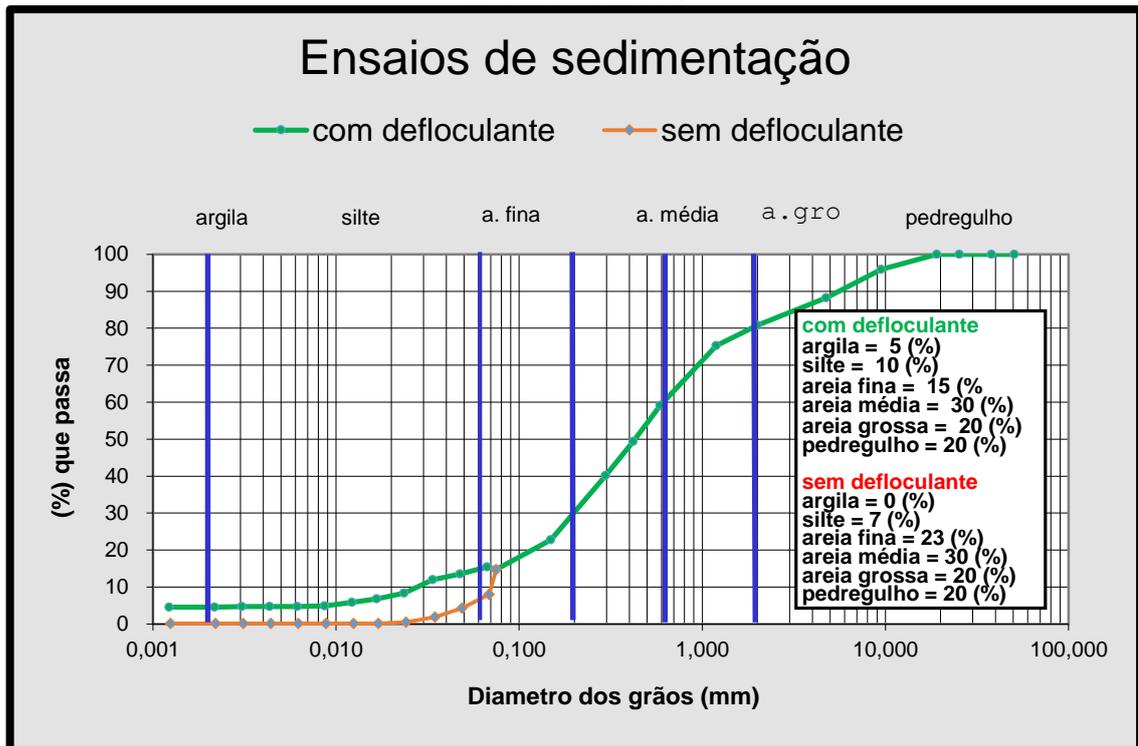
Observa-se que na amostra saco 1 (Figura 62), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 14%), redução no percentual de silte (passando de 9% para 3%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 31% para 23%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Contudo, apareceu, mesmo que com pequeno percentual, pedregulho, com 2%. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Figura 63** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 2



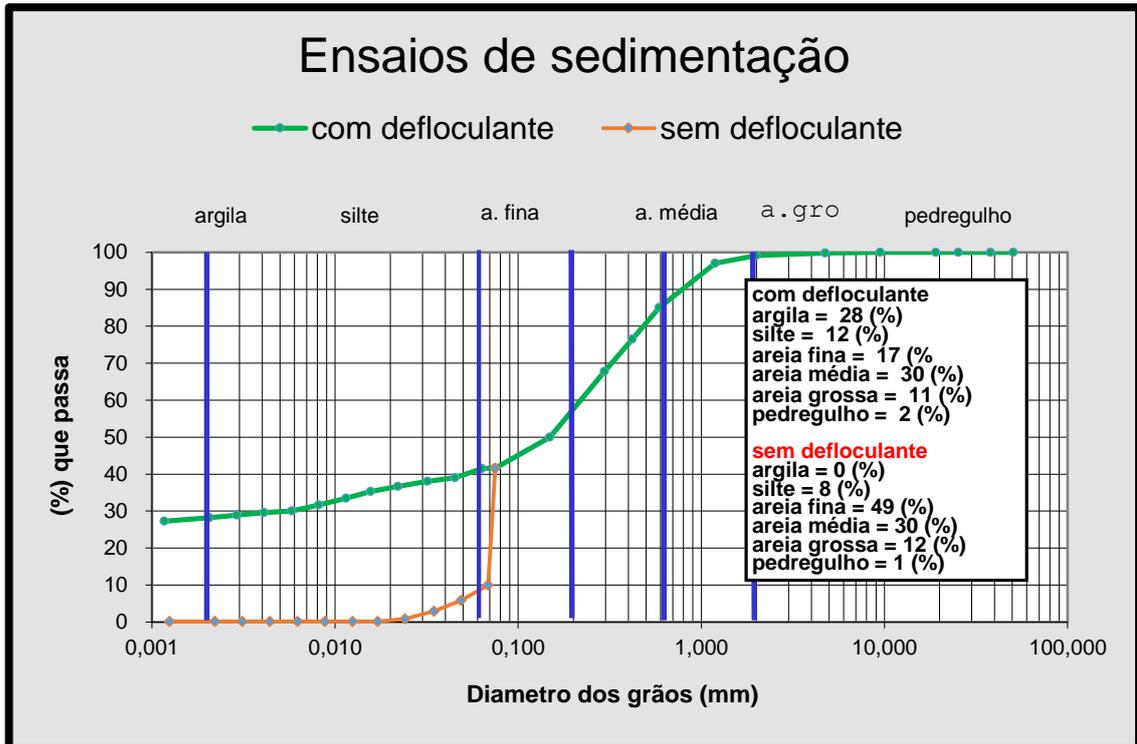
Observa-se que na amostra saco 2 (Figura 63), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 6%), aumento no percentual de silte (passando de 5% para 12%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 35% para 20%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Contudo, o percentual de pedregulho foi considerável, com 12%. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Figura 64** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 3



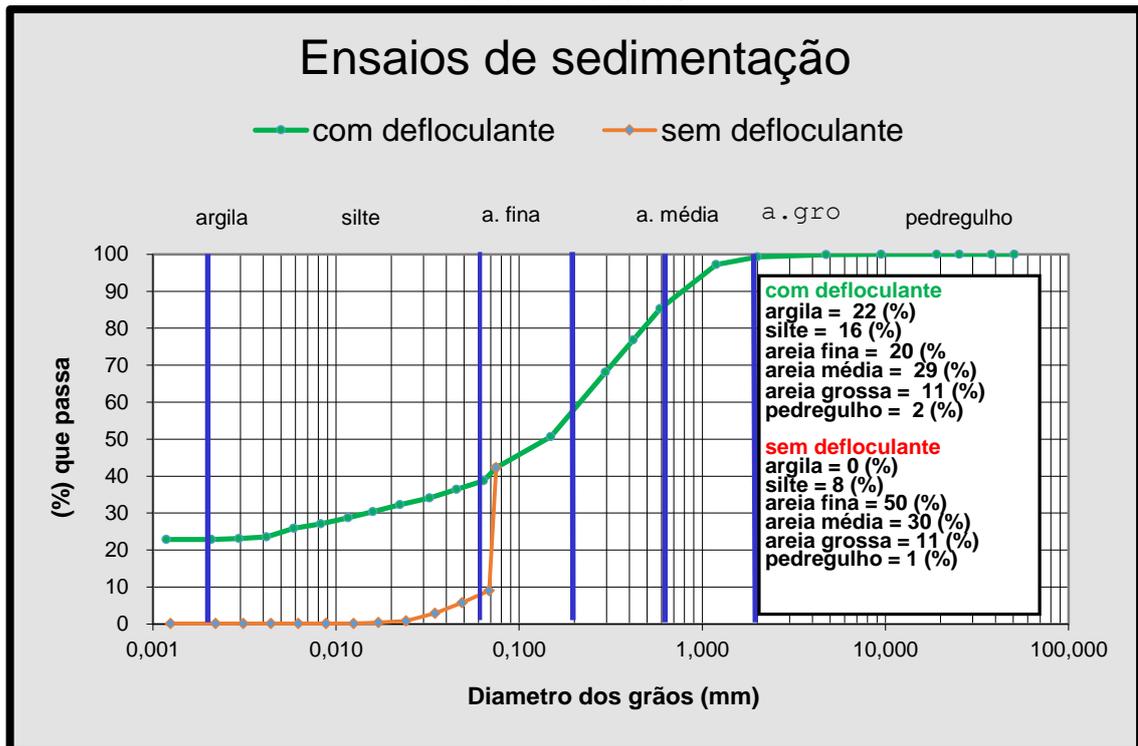
Observa-se que na amostra saco 3 (Figura 64), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 5%), aumento no percentual de silte (passando de 7% para 10%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 23% para 15%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Contudo, o percentual de pedregulho foi bastante expressivo, com 20%. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Figura 65** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 4



Observa-se que na amostra saco 4 (Figura 65), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 28%), aumento no percentual de silte (passando de 8% para 12%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 49% para 17%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Contudo, apareceu, mesmo que com pequeno percentual, pedregulho, com 1%. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

**Figura 66** – Curva Granulométrica com e sem defloculante e Composição Granulométrica com e sem defloculante saco 5



Amostra: Saco 5  
Fonte: O autor, 2017

Observa-se que na amostra saco 5 (Figura 66), houve aumento no percentual de argila (passando de 0% para 22%), aumento no percentual de silte (passando de 8% para 16%). Já nas frações areia, houve diminuição do teor de areia fina (passando de 50% para 20%) no ensaio com defloculante, comparando-o ao realizado sem ele. Contudo, apareceu, mesmo que com pequeno percentual, pedregulho, com 1%. Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo tem textura grossa e é classificado em SM (areia siltosa).

Em todas as amostras ensaiadas observou-se o aumento dos percentuais de argila e diminuição do percentual de areia nos ensaios com defloculante. Isto indica que as frações mais finas do solo se encontravam agregadas, necessitando da utilização do defloculante para a definição de sua granulometria.

Agora, comparando-se os resultados desta pesquisa para outros solos da Formação Barreiras de João Pessoa-PB e também de solos da Formação Barreiras de Pernambuco, através do quadro 04, observam-se algumas similaridades: classificação predominantemente arenosa, percentuais de argila, silte e areia dentro da mesma faixa de valores e inatividade. No teor de pedregulho, algumas diferenças:

em Pernambuco, os valores variam entre 0% e 8%, enquanto que nesta pesquisa atingiu-se 20%.

**Quadro 4 – Caracterização de solos da Formação Barreiras de Pernambuco e Paraíba**

Local	Ref.	Prof. (m)	Descrição do solo	Granulometria				Limites de Atterberg	
				Argila	Silte	Areia	Pedregulho	LL (%)	IP (%)
Paraíba	Este trabalho	2,30 – 7,50	Areias siltosas	14 - 31	3 - 17	61-82	0 - 20	25 - 28	4,28 – 5,09
Paraíba	Bezerra (2018)	0,80 – 1,00	Areias siltosas e argilosas	6 - 33	4 - 9	43 - 80	1 - 23	NL - 27	0 – 0,15
Paraíba	Soares et. al (2017)	-	Areias argilosas	-	62	3	31 e 47	8 e 19	-
Pernambuco	Silva (2007)	1,5 – 6,3	Areia argilosa	20 - 28	8 - 12	57 - 68	0 e 8	32 - 42	12 - 14
Pernambuco	Coutinho et. al (2006)	0 – 5,0	Areia argilosa e siltosa	8 - 30	3 - 15	55 - 87	0 - 2	29 - 34	11 - 15
Pernambuco	Lima (2002)	1,3	Argila arenosa	58	3	39	0	42	16
Pernambuco	Bandeira (2003)	0,5 – 5,0	Areia argilosa	20 – 48	8 – 31	40 – 57	0 – 8	45 – 49	14 - 19
		0,5 – 4,0	Areias argilosas e siltosas	10 - 35	4 - 24	58 - 85	0	20 - 31	6 - 11
Pernambuco	Bandeira (2003)	0,5 – 5,0	Areia argilosa	20 – 48	8 – 31	40 – 57	0 – 8	45 – 49	14 - 19
Pernambuco	Lafayette (2006)	0,5 – 6,0	Areias argilosas e siltosas	5 - 39	1 - 7	66 - 94	0,5 - 2	20 – 32	4 – 13
Pernambuco	Santana (2006)	0 – 3,3	Areia argilosa	17 - 20	4 - 13	65 - 67	2 - 6	24 - 29	7 - 12

Fonte: adaptado de Silva, 2007.

#### 3.4.3.2 Ensaio de cisalhamento direto

**Figura 67 – Prensa de cisalhamento Ronald Top S/A**



Fonte: o autor (2017)

Os ensaios de cisalhamento direto realizados foram: convencional e com reversões múltiplas. Os ensaios convencionais foram realizados com solos nas condições inundadas e nas umidades naturais, com a intenção de determinar parâmetros de resistência de pico e pós-pico, enquanto que os ensaios com reversões múltiplas foram desenvolvidos com solos na condição inundada, objetivando a obtenção de parâmetros de resistência residual dos solos estudados.

Os corpos de prova ensaiados na condição inundada ficaram imersos em água destilada antes dos ensaios, por um período de 24 horas, e, posteriormente, assim como os corpos de prova em umidade natural, foram adensados por mais 24 horas, até as deformações se estabilizarem.

**Figura 68** – Moldagem dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: o autor (2017)

Os corpos de prova foram moldados nos blocos indeformados através de caixas de moldagem com lado de 04 polegadas (10,16 cm) e altura média igual a 04 cm, na umidade natural e também inundados, na caixa que circunda a célula de cisalhamento.

O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado em prensa com velocidade constante e igual a 0,025 mm/min., conforme recomendação de Lambe (1951), Bishop e Henkel (1962) e Bowles (1978). Foram aplicadas nos diversos ensaios pressões confinantes iguais a 25 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa.

A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de prova foram medidas através de células de carga elétricas com capacidade para 500 kgf e transdutores de deslocamento com sensibilidade de 0,01 mm.

Nas figuras 69 à 71 estão apresentados os resultados dos ensaios da amostra Am1 na umidade natural, em comparação com os correspondentes na condição inundada, através das curvas que relacionam a tensão cisalhante ( $\tau$ ) com a deformação horizontal específica ( $\epsilon_h$ ) e das curvas que relacionam a deformação vertical específica ( $\epsilon_v$ ) e a deformação horizontal específica ( $\epsilon_h$ ). Também são apresentadas as envoltórias de resistência, critério de Mohr-Coulomb, nas condições de umidade naturais e inundadas, podendo ser observadas a variação da coesão ( $c$ ) e do ângulo de atrito ( $\phi$ ) nas duas condições. Os parâmetros de resistência obtidos estão apresentados nas tabelas 11 à 13.

A inundação das amostras, e a conseqüente redução do efeito da sucção no solo, fez diminuir a coesão e sua resistência.

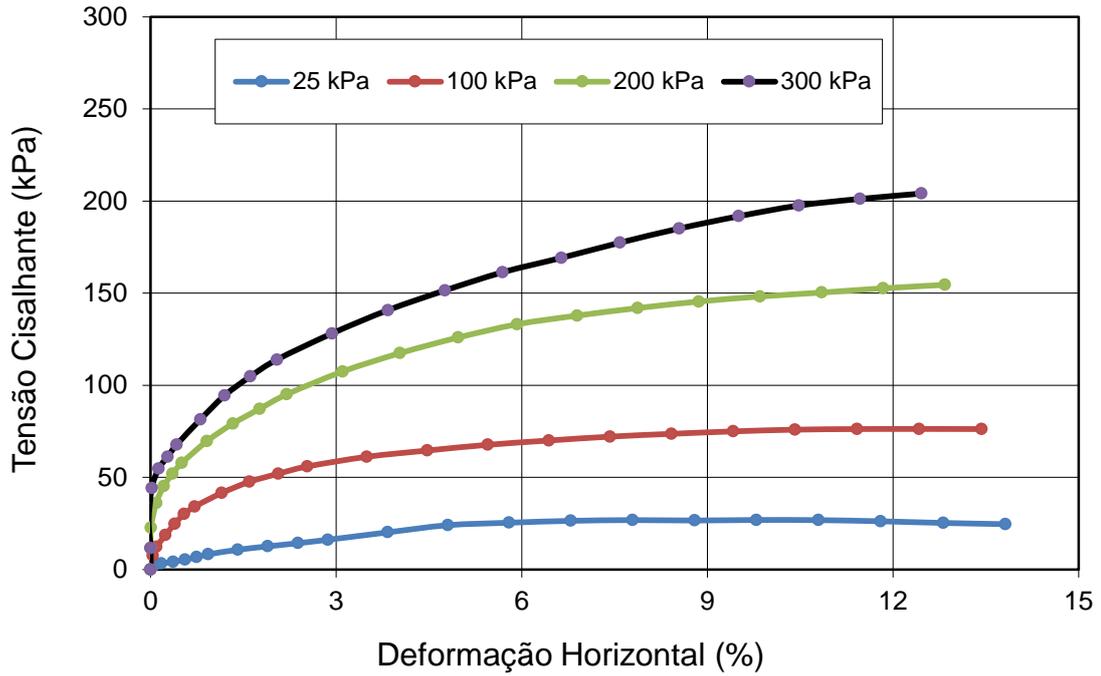
A diferenç a entre os ângulos de atrito interno das amostras foi pequena.

**Tabela 11 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am1 – Umidade natural**

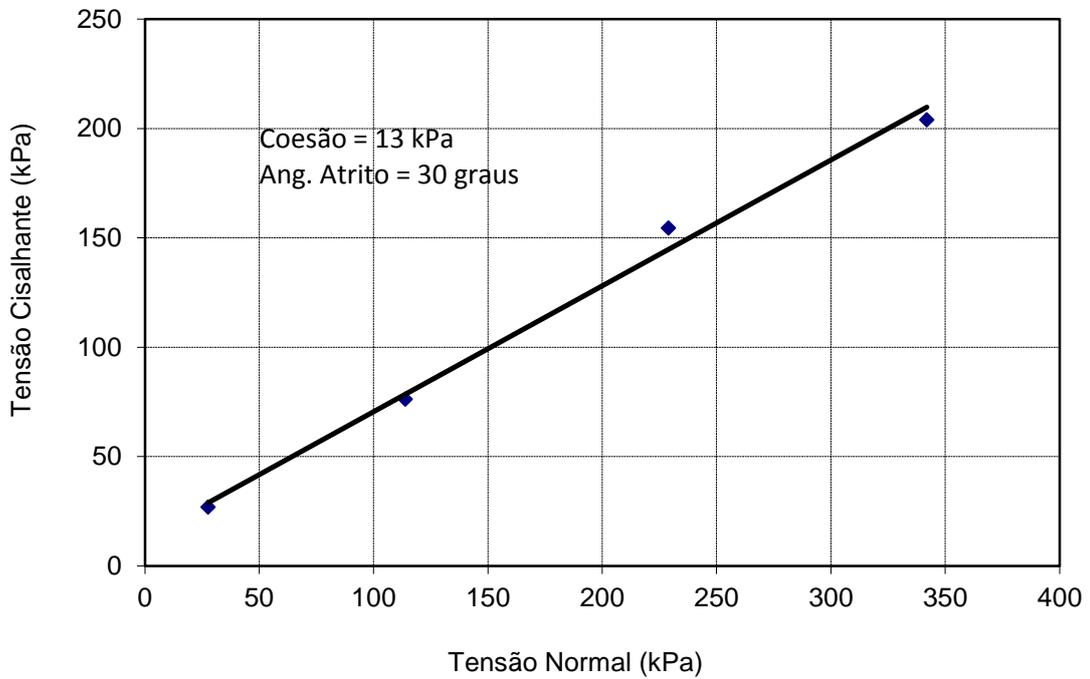
Amostra Bloco Am 1	Umidade Natural			
	25	100	200	300
Tensão Corpo de Prova (kPa)				
Massa Específica Aparente �mido $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,807	1,802	1,796	1,807
Deformação Específica $\epsilon_a$ (%)	9,637	12,228	12,637	12,264
Tensão Normal $\sigma$ (kPa)	27,66	113,94	228,94	341,93
Tensão Cisalhante $\tau$ (kPa)	26,89	76,29	154,49	204,05
Umidade Inicial (%)	14,15	14,22	14,16	14,12
Coesão ( $c$ ) (kPa)		13		
�ngulo de Atrito ( $\phi$ )		30�		

Fonte: o autor (2017)

**Figura 69** - Ensaio de Cisalhamento Direto Umidade Natural amostra Am1



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am1



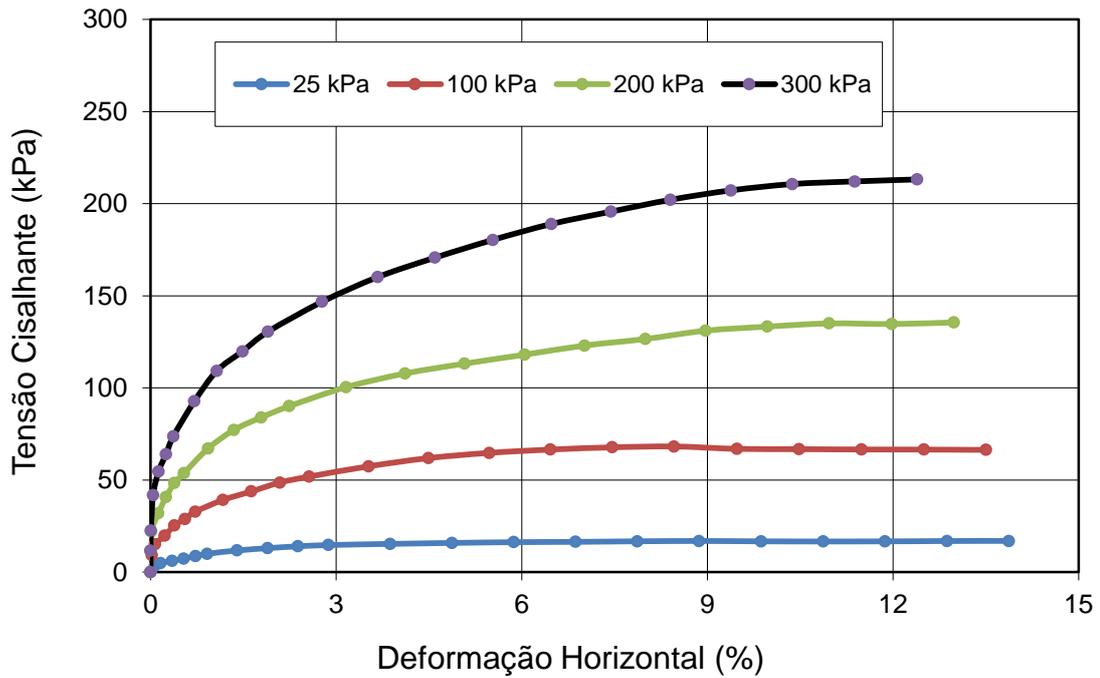
b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am1  
Fonte: o autor (2017)

Tabela 12 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am1 – Umidade natural inundado

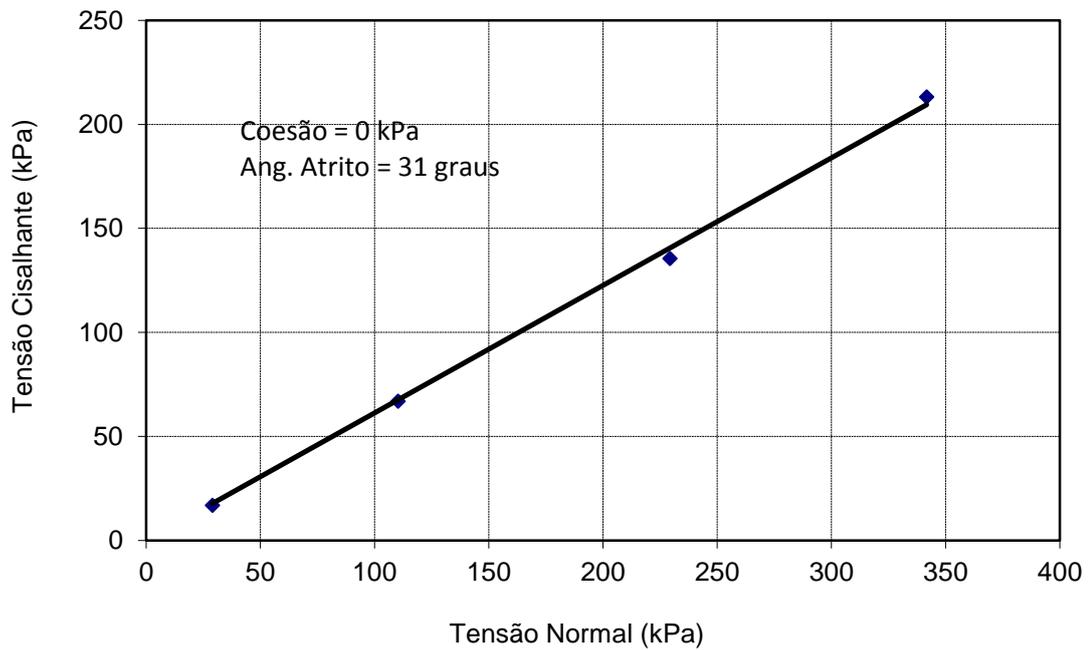
Amostra Bloco Am1	Umidade Natural Inundado			
Tensão Corpo de Prova (kPa)	25	100	200	300
Massa Específica Aparente Úmido $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,815	1,821	1,824	1,817
Deformação Específica $\epsilon_a$ (%)	13,656	9,329	12,779	12,195
Tensão Normal $\sigma$ (kPa)	28,95	110,28	229,32	341,67
Tensão Cisalhante $\tau$ (kPa)	16,96	66,93	135,55	213,16
Umidade Inicial (%)	14,25	14,15	14,34	14,13
Coesão (c) (kPa)		0		
Ângulo de Atrito ( $\phi$ )		27°		

Fonte: o autor (2017)

Figura 70 - Ensaio de Cisalhamento Direto Inundado amostra Am1



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am1



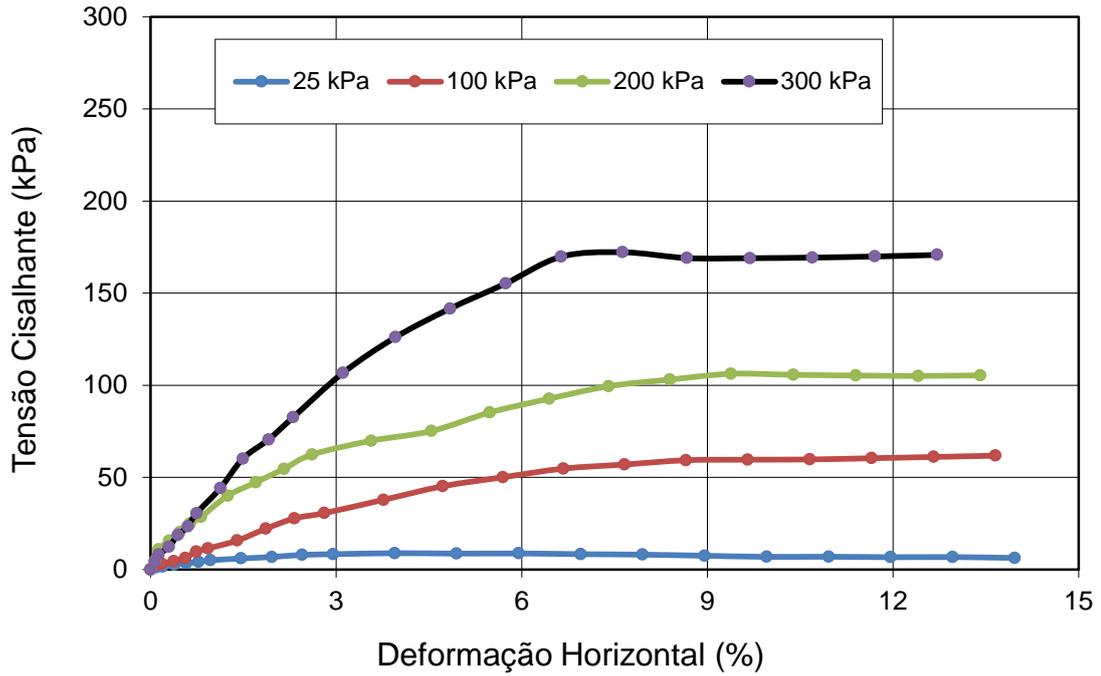
b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am1  
Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 13 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am1 – Umidade natural inundado “residual”**

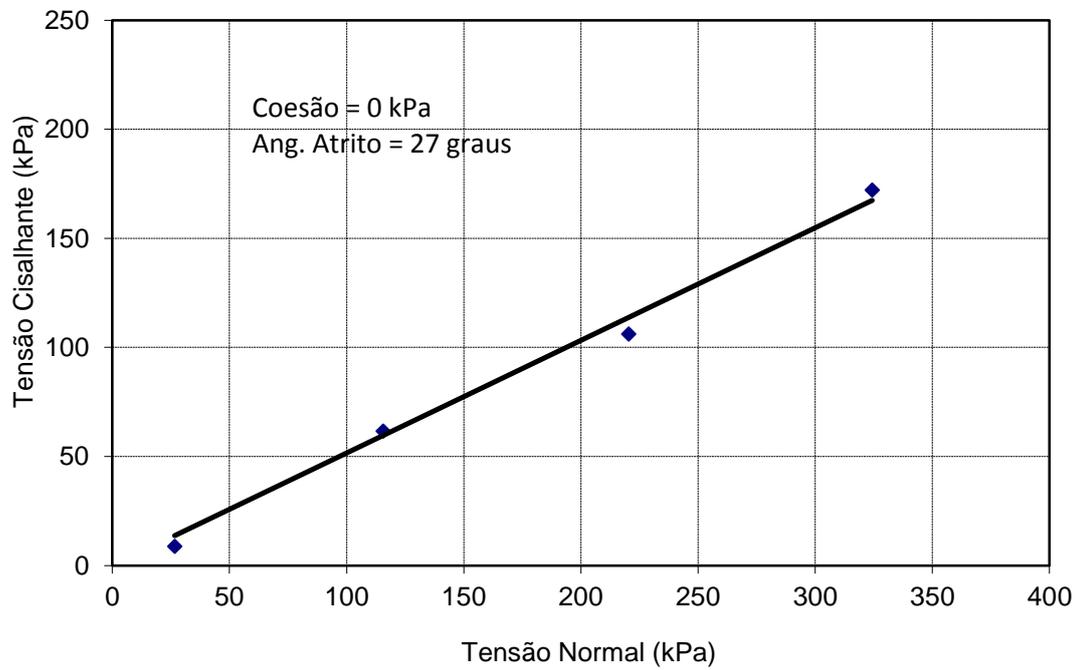
<b>Amostra Bloco Am1</b>	<b>Umidade Natural Inundado “Residual”</b>			
	25	100	200	300
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>				
<b>Massa Específica Aparente Úmido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,815	1,821	1,824	1,817
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	5,853	13,440	9,230	7,510
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	26,55	115,53	220,34	324,38
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	6,54	46,36	79,66	172,19
<b>Umidade Inicial (%)</b>	14,25	14,15	14,34	14,13
<b>Coessão (c) (kPa)</b>			0	
<b>Ângulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>			31°	

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 71 - Ensaio de Cisalhamento Direto "Residual" amostra Am1**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am1



b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am1  
Fonte: O autor, 2017.

Nas figuras 72 à 74 estão apresentados os resultados dos ensaios da amostra Am2 na umidade natural, em comparação com os correspondentes na condição inundada, através das curvas que relacionam a tensão cisalhante ( $\tau$ ) com a deformação horizontal específica ( $\epsilon_h$ ) e das curvas que relacionam a deformação vertical específica ( $\epsilon_v$ ) e a deformação horizontal específica ( $\epsilon_h$ ). Também são apresentadas as envoltórias de resistência, critério de Mohr-Coulomb, nas condições de umidade naturais e inundadas, podendo ser observadas a variação da coesão ( $c$ ) e do ângulo de atrito ( $\phi$ ) nas duas condições. Os parâmetros de resistência obtidos estão apresentados nas tabelas 14 à 16.

A inundação das amostras, e a conseqüente redução do efeito da sucção no solo, fez diminuir a coesão e sua resistência.

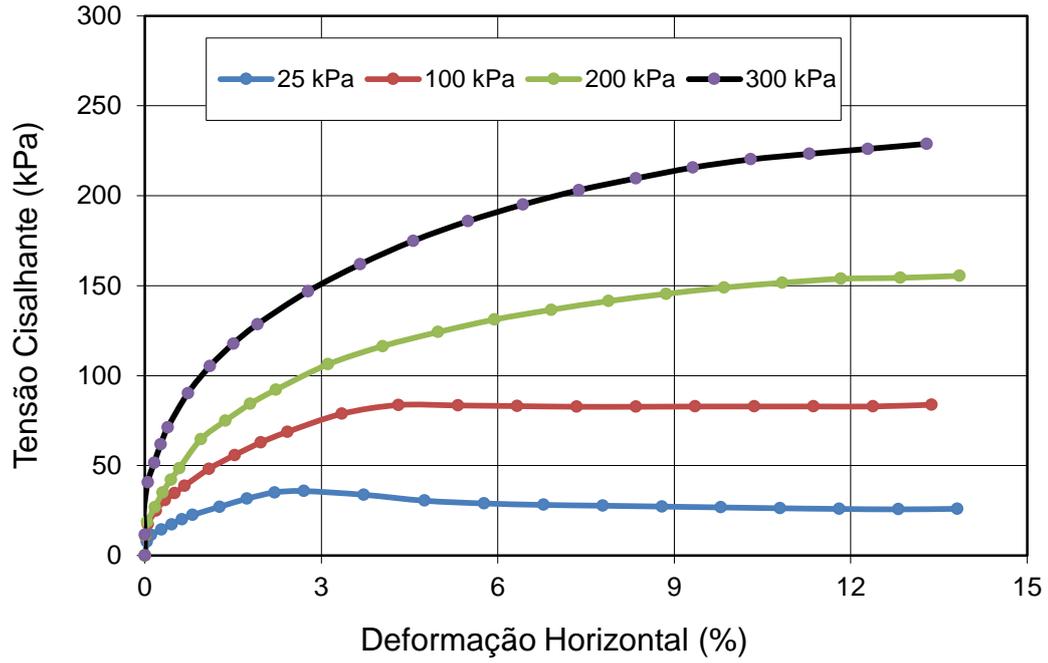
A diferença entre os ângulos de atrito interno das amostras foi pequena.

**Tabela 14 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am2 – Umidade natural**

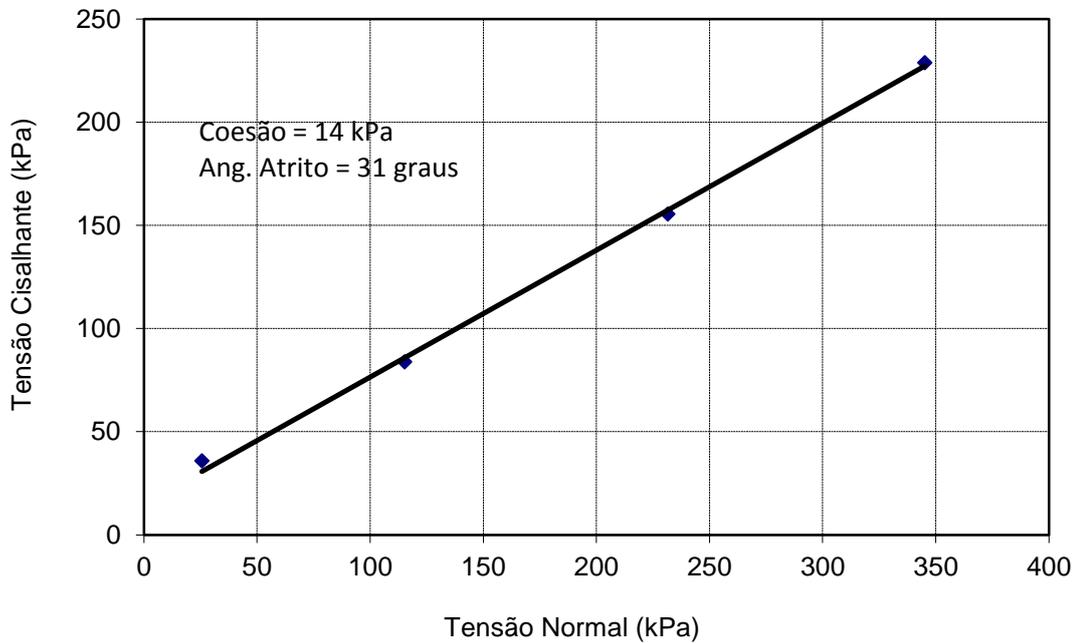
<b>Amostra Bloco Am2</b>	<b>Umidade Natural</b>			
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>	25	100	200	300
<b>Massa Específica Aparente Úmido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,816	1,804	1,826	1,819
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	12,657	13,163	13,627	13,080
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	25,68	115,16	231,56	345,17
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	35,83	83,80	155,45	228,84
<b>Umidade Inicial (%)</b>	12,68	12,35	12,55	12,75
<b>Coesão (c) (kPa)</b>		14		
<b>Ângulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>		31°		

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 72 - Ensaio de Cisalhamento Direto Umidade Natural amostra Am2**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am2



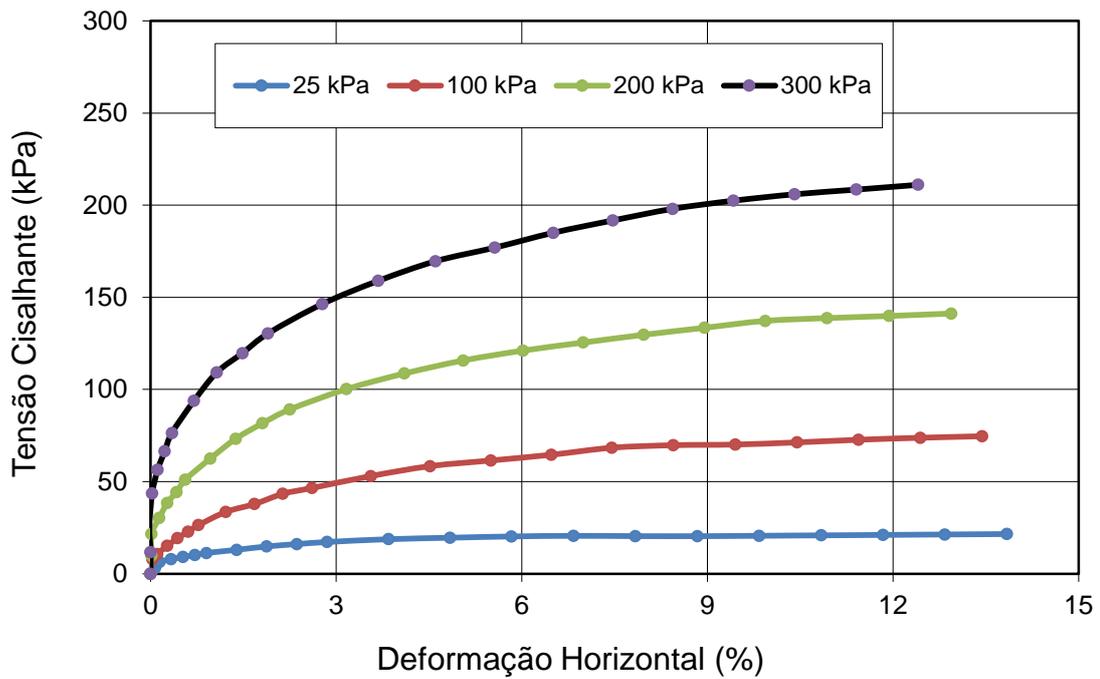
b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am2  
Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 15 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am2 – Umidade natural inundado**

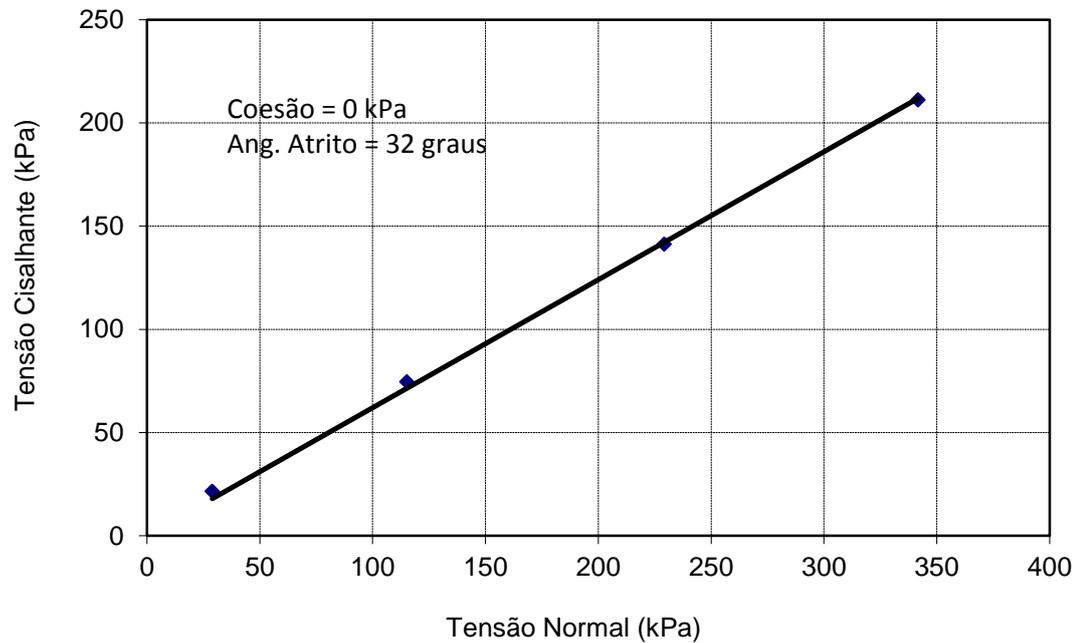
<b>Amostra Bloco Am2</b>	<b>Umidade Natural Inundado</b>			
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>	25	100	200	300
<b>Massa Específica Aparente Úmido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,815	1,821	1,809	1,811
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	13,622	13,231	12,736	12,211
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	28,94	115,25	229,19	341,74
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	21,53	74,63	141,21	221,08
<b>Umidade Inicial (%)</b>	12,27	12,30	12,65	12,43
<b>Coesão (c) (kPa)</b>		0		
<b>Ângulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>		32°		

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 73 - Ensaio de Cisalhamento Direto Inundado amostra Am2**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am2



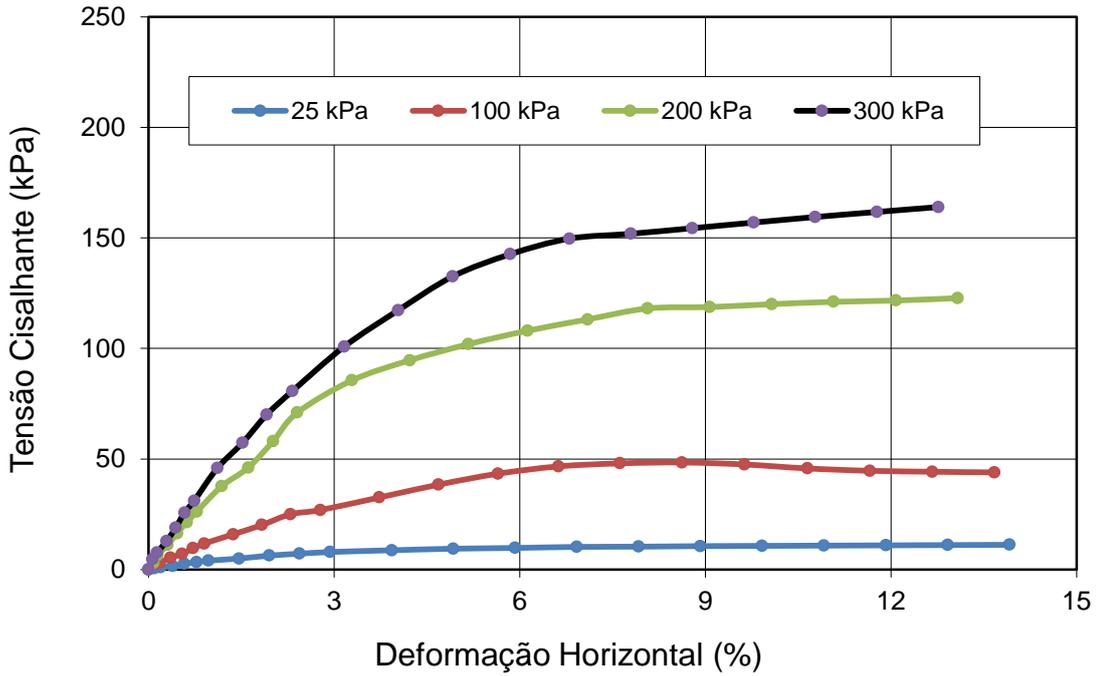
b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
 Amostra: Bloco Am2  
 Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 16 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am2 – Umidade natural inundado “residual”**

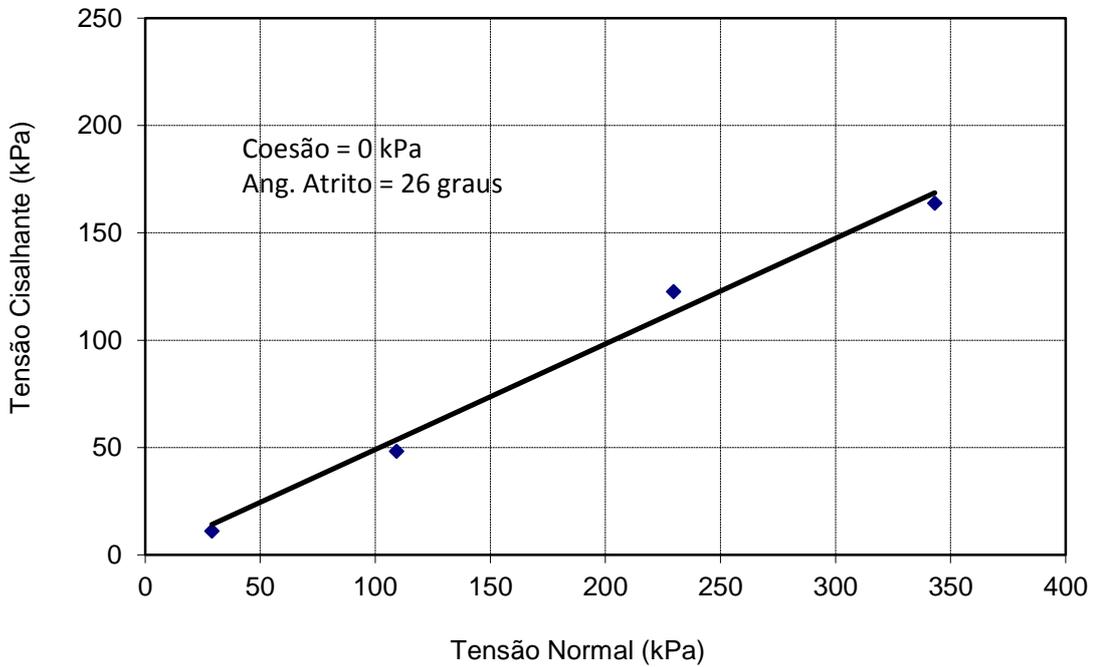
<b>Amostra Bloco Am2</b>	<b>Umidade Natural Inundado “Residual”</b>			
	25	100	200	300
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>	25	100	200	300
<b>Massa Específica Aparente Úmido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,815	1,821	1,809	1,811
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	13,698	8,483	12,874	12,566
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	28,96	109,27	229,55	343,14
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	11,18	48,40	122,75	163,94
<b>Umidade Inicial (%)</b>	12,27	12,30	12,65	12,43
<b>Coesão (c) (kPa)</b>		0		
<b>Ângulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>		26°		

Fonte: O autor, 2017

**Figura 74 - Ensaio de Cisalhamento Direto “Residual” amostra Am2**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am2



b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am2  
Fonte: O autor, 2017

Nas figuras 75 à 77 estão apresentados os resultados dos ensaios da amostra Am3 na umidade natural, em comparação com os correspondentes na condição inundada, através das curvas que relacionam a tensão cisalhante ( $\tau$ ) com a deformação horizontal específica ( $\epsilon_h$ ) e das curvas que relacionam a deformação vertical específica ( $\epsilon_v$ ) e a deformação horizontal específica ( $\epsilon_h$ ). Também são apresentadas as envoltórias de resistência, critério de Mohr-Coulomb, nas condições de umidade naturais e inundadas, podendo ser observadas a variação da coesão ( $c$ ) e do ângulo de atrito ( $\phi$ ) nas duas condições. Os parâmetros de resistência obtidos estão apresentados nas tabelas 17 à 19.

A inundação das amostras, e a conseqüente redução do efeito da sucção no solo, fez diminuir a coesão e sua resistência.

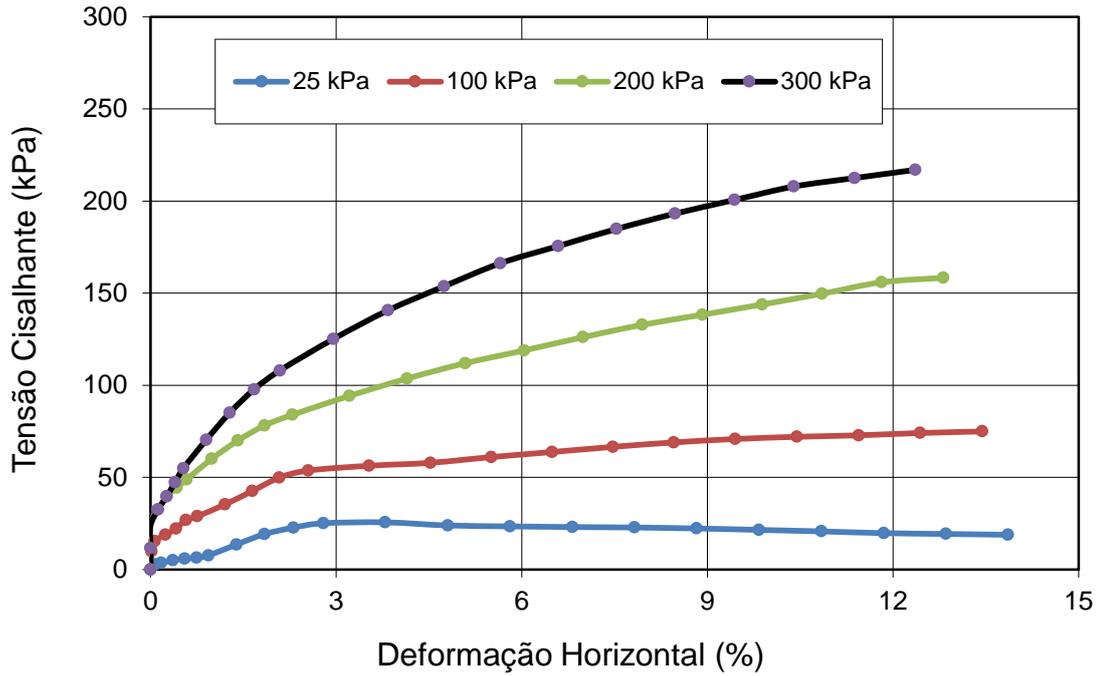
A diferenç a entre os ângulos de atrito interno das amostras foi pequena.

**Tabela 17 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am3 – Umidade natural**

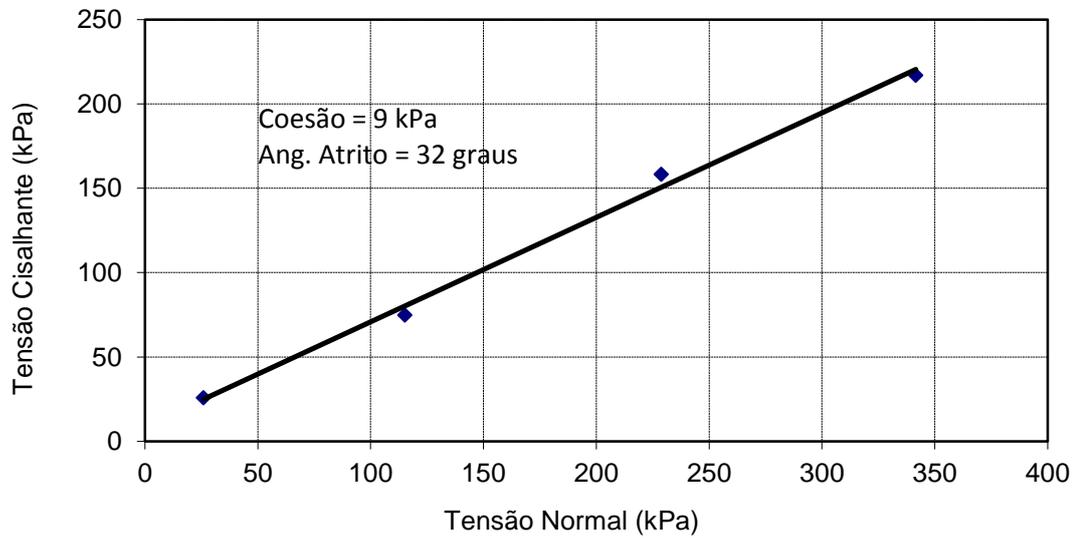
<b>Amostra Bloco Am3</b>	<b>Umidade Natural</b>			
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>	25	100	200	300
<b>Massa Específica Aparente �mido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,808	1,843	1,813	1,824
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	3,788	13,229	12,608	12,166
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	25,96	115,25	228,86	341,56
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	25,60	74,93	158,30	216,93
<b>Umidade Inicial (%)</b>	12,12	12,14	12,32	12,29
<b>Coesão (c) (kPa)</b>		9		
<b>�ngulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>		32�		

Fonte: O autor, 2017

**Figura 75 - Ensaio de Cisalhamento Direto Natural amostra Am3**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am3



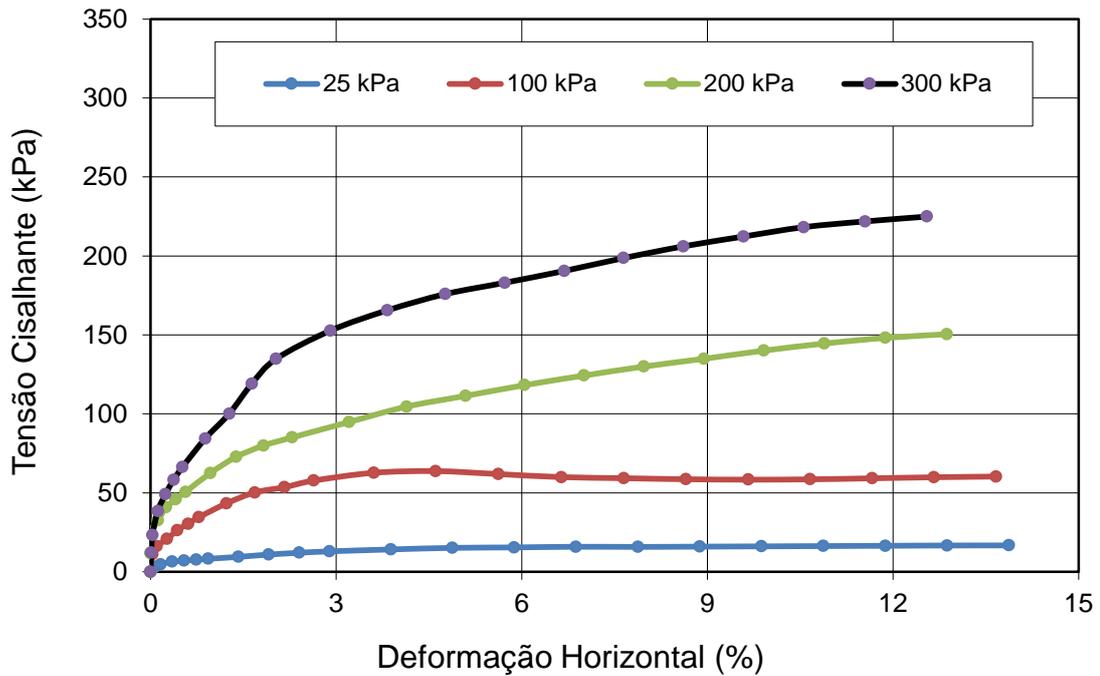
b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am3  
Fonte: O autor, 2017

**Tabela 18 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am3 – Umidade natural inundado**

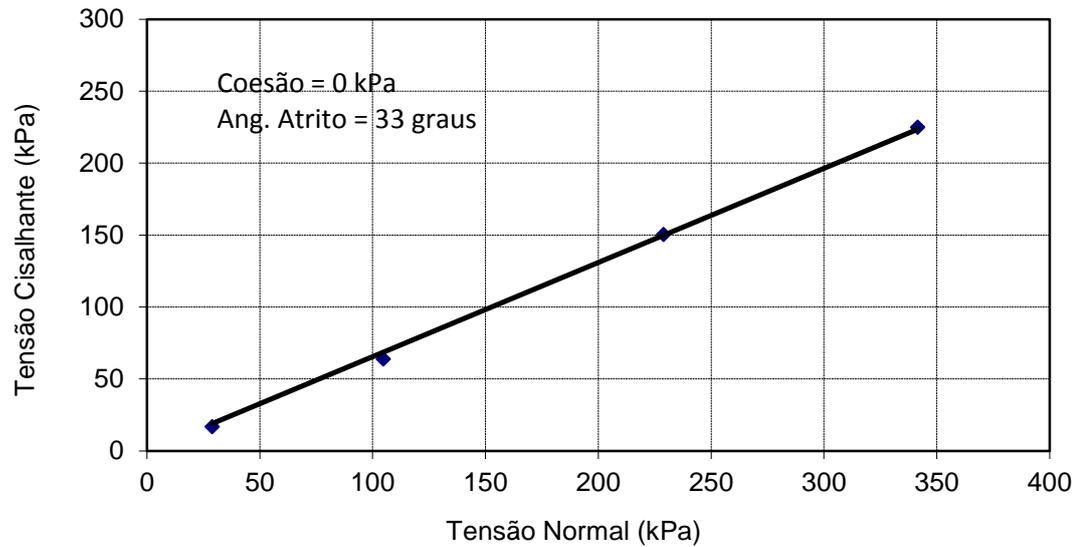
<b>Amostra Bloco Am3</b>	<b>Umidade Natural Inundado</b>			
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>	25	100	200	300
<b>Massa Específica Aparente Úmido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,812	1,820	1,809	1,822
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	13,657	4,624	12,667	12,190
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	28,95	104,86	229,02	341,67
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	16,70	63,71	150,42	224,90
<b>Umidade Inicial (%)</b>	12,32	12,05	12,03	12,35
<b>Coesão (c) (kPa)</b>		0		
<b>Ângulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>		33°		

Fonte: O autor, 2017

**Figura 76 - Ensaio de Cisalhamento Direto Inundado amostra Am3**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am3



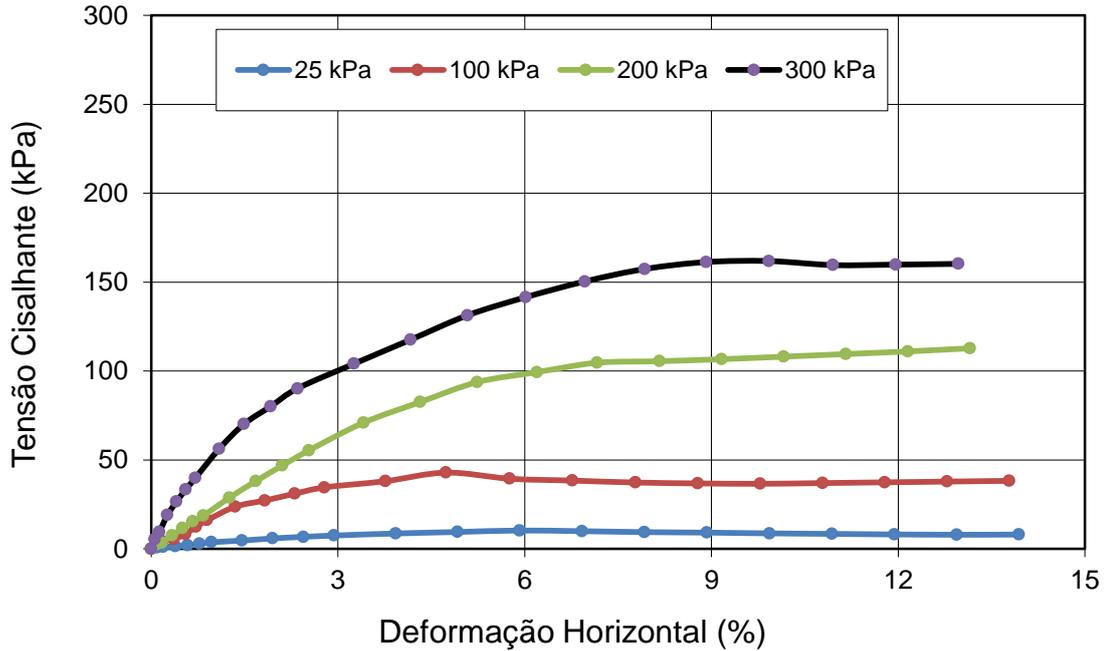
b) Envoltória de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am3  
Fonte: O autor, 2017

**Tabela 19 – Ensaio de cisalhamento direto amostra Am3 – Umidade natural inundado “residual”**

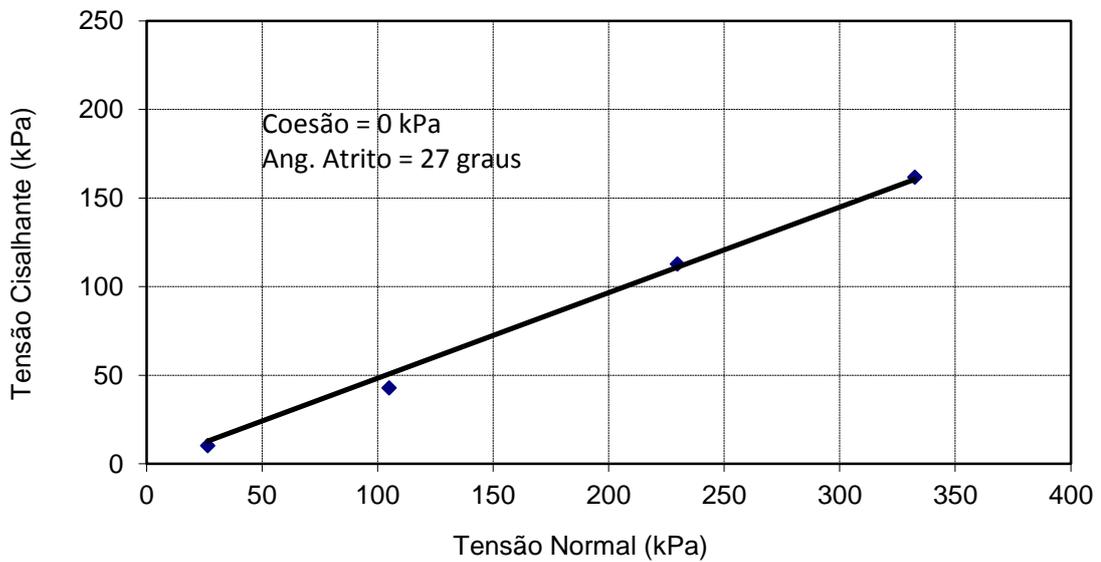
<b>Amostra Bloco Am3</b>	<b>Umidade Natural Inundado “Residual”</b>			
	25	100	200	300
<b>Tensão Corpo de Prova (kPa)</b>				
<b>Peso Específico Aparente Úmido <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,812	1,820	1,809	1,822
<b>Deformação Específica <math>\epsilon_a</math> (%)</b>	13,657	4,624	12,667	12,190
<b>Tensão Normal <math>\sigma</math> (kPa)</b>	28,95	104,86	229,02	341,67
<b>Tensão Cisalhante <math>\tau</math> (kPa)</b>	16,70	63,71	150,42	224,90
<b>Umidade Inicial (%)</b>	12,32	12,05	12,03	12,35
<b>Coessão (c) (kPa)</b>			0	
<b>Ângulo de Atrito (<math>\phi</math>)</b>			27°	

Fonte: O autor, 2017

**Figura 77 - Ensaio de Cisalhamento Direto “Residual” amostra Am3**



a) Variação da tensão cisalhante com a deformação horizontal específica  
Amostra: Bloco Am3



b) Envolvente de pico no ensaio de cisalhamento direto convencional  
Amostra: Bloco Am3  
Fonte: O autor, 2017

A tabela 20 apresenta uma comparação entre os parâmetros de resistência de pico obtidos em algumas cidades da Região Metropolitana do Recife com os encontrados neste trabalho e no trabalho de Soares *et al.* (2017) para a Paraíba. Verifica-se que a maioria dos solos de Pernambuco apresentam forte caráter argiloso

(argilas e areias argilosas), com exceção do estudado por Bandeira *et al* (2004) que foi um silte arenoso, enquanto que os ensaiados nesta pesquisa apresentam caráter arenoso (areias siltosas). Esta diferença é refletida nos valores dos índices de plasticidade e coesão dos solos na condição natural de umidade, que, nos solos estudados da Paraíba, são menores do que àqueles encontrados em Pernambuco. Os valores de coesão dos solos na condição inundada e de ângulo de atrito interno nas condições natural e inundada encontrados em João Pessoa – PB, se aproximam dos valores encontrados por alguns autores para Pernambuco, enquanto que os valores de coesão dos solos na condição natural de umidade são, no geral, inferiores, confirmando o caráter mais arenoso desses solos.

**Tabela 20** – Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras de Pernambuco e da Paraíba

Referência/Local	Tipo de ensaio	Descrição/Classificação	IP	Condição de umidade	c (kPa)	$\phi$ (°)
<b>Este trabalho/João Pessoa - PB</b>	Cis. direto	Areia Siltosa SM	4 - 5	Natural	9 - 14	30 - 32
				Inundado	0	27 - 33
<b>Bezerra (2018) / João Pessoa - PB</b>	Cis. direto	Areia Siltosa SM	NP - 5	Natural	4,3 - 22	31 - 36
				Inundado	0 - 3,4	31 - 36
<b>Soares et al. (2017) / João Pessoa - PB</b>	Cis. direto	-	-	Natural	9	39
<b>Gusmão Filho et al. (1986) / Olinda - PE</b>	Triaxial (CU)	Areia argilosa SC	31 - 40	Inundado	20 - 50	20-24
<b>Coutinho et al. (1999;2006); Santos (2001) / Horto Dois Irmãos: Recife - PE</b>	Cis. direto	Areia argilosa SC	10 - 16	Natural	13	31
				Inundado	0	30
<b>Lafayette (2000) / Alto do Reservatório: Recife - PE</b>	Cis. direto	Areia argilosa SC	11-18	Inundado	7 - 13	24 - 26
<b>Lima (2002) / Alto do Reservatório: Recife - PE</b>	Cis. direto	Argila arenosa SC	16	Natural	28	31
				Inundado	10	32
<b>Lafayette et al. (2003;2005) / Cabo de S. Agostinho-PE</b>	Cis. direto	Areia argilosa SC	9 - 13	Natural	33 - 56	33 - 36
				Inundado	1,5 - 1,8	33 - 35
<b>Silva (2005) / Camaragibe - PE</b>	Cis. direto	Areia argilosa SC	12 - 13	Natural	43 - 46	31 - 45
				Inundado	0 - 3,7	31 - 35
<b>Bandeira et al. (2004) / Camaragibe - PE</b>	Cis. direto	Silte arenoso ML	14 - 16	Inundado	12	29
<b>Silva (2007) / Camaragibe - PE</b>	Cis. direto	Areia argilosa SC	12 - 14	Natural	45 - 47	31 - 44
				Inundado	0 - 3,7	31 - 34
<b>Meira (2008)</b>	Cis. direto	Areia argilosa SC	7,9 - 9,2	Natural	1,0 - 4,2	28 - 34
				Inundado	0,4 - 3,5	23 - 26
<b>Severo et al. / Tibau do Sul - RN</b>	Cis. direto	Argila baixa plasticidade CL	7 - 19	Natural	116 - 192	27 - 32
				Inundado	23 - 54	26 - 30

Fonte: Modificado de Coutinho e Severo, 2009

#### 3.4.3.3 Ensaio de adensamento com drenagem vertical

Para determinar e avaliar parâmetros de deformabilidade para verificação de possível colapsibilidade dos solos, foram realizados ensaios edométricos duplos.

Os ensaios de adensamento com drenagem vertical foram realizados em corpos de prova com diâmetro de 8,71 cm, área de 60 cm<sup>2</sup> e altura igual a 02 cm com relação diâmetro/altura superior a 2,5 cm, conforme recomendação de Lambe (1951) e Bowles (1978).

Foram utilizadas prensas do tipo Bishop, de fabricação nacional, pela Ronald Top S.A., do tipo convencional, com sistema de cargas através de pesos em pendural, com relação de braço de alavanca 10:1 e células edométricas do tipo anel fixo, e estão apresentadas na figura 78.

Nas medidas de variação de altura dos corpos de prova, foram utilizados defectômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01 mm, fabricados por Mitutoyo.

**Figura 78** – Moldagem dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: O autor (2017)

Foram moldadas, para cada um dos três blocos (Am1, Am2, Am3), duas amostras, uma para ser ensaiada na condição natural e outra na condição inundada.

A drenagem vertical foi realizada no topo e na base dos corpos de prova, utilizando-se papel filtro saturado entre o corpo de prova e as pedras porosas, sendo estas previamente fervidas até a saturação e, em seguida, esfriadas com jato de água.

Foram aplicados estágios de carregamento vertical com uma razão de incremento de pressão  $\Delta p/p = 1$ . As pressões aplicadas durante os ensaios foram iguais a: 2,5 kPa, 5,0 kPa, 10,0 kPa, 20,0 kPa, 40,0 kPa, 80,0 kPa, 160,0 kPa, 320,0 kPa, 640,0 kPa e 1280,0 kPa. As pressões de descarregamento foram 640,0 kPa, 160,0 kPa, e 40,0 kPa.

O tempo de atuação de cada estágio de carregamento foi necessário para ocorrer o adensamento primário, tendo sido adotado como igual a 24 horas.

Os ensaios edométricos duplos foram realizados para avaliar o potencial de colapso do solo. Seus resultados serão apresentados através da avaliação dos parâmetros de compressibilidade e das tensões de escoamento dos materiais

estudados. Estão apresentadas, nas tabelas 21 a 23, as condições iniciais e finais das amostras ensaiadas.

Os valores encontrados para os índices de vazio iniciais dos solos ensaiados (0,68 – 0,797) estão de acordo com a faixa de valores de alguns solos da Formação Barreiras de Pernambuco, apresentada por Coutinho e Severo (2009), que são apresentados na tabela 24.

**Tabela 21** – Condições iniciais e finais da amostra Am1 utilizada no ensaio edométrico duplo

<b>Amostra Am 1</b>	<b>Natural</b>	<b>Inundado</b>
Umidade Natural (%)	14,36	14,28
Peso Esp. Úmido (kN/m <sup>3</sup> )	1,688	1,755
Dens. Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,652	2,652
Grau de Saturação Inicial (%)	47,48	52,10
Índice de Vazios Inicial (e <sub>0</sub> )	0,797	0,727
Pa (kPa)	160	150
C	0,280	0,290
Cs	0,034	0,036

Fonte: O autor (2017)

**Tabela 22** – Condições iniciais e finais da amostra Am2 utilizada no ensaio edométrico duplo

<b>Amostra Am 2</b>	<b>Natural</b>	<b>Inundado</b>
Umidade Natural (%)	12,56	12,39
Peso Esp. Úmido (kN/m <sup>3</sup> )	1,701	1,768
Dens. Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,642	2,642
Grau de Saturação Inicial (%)	44,37	48,17
Índice de Vazios Inicial (e <sub>0</sub> )	0,748	0,680
Pa (kPa)	200	200
C	0,290	0,280
Cs	0,036	0,038

Fonte: O autor (2017)

**Tabela 23** – Condições iniciais e finais da amostra Am3 utilizada no ensaio edométrico duplo

<b>Amostra Am 3</b>	<b>Natural</b>	<b>Inundado</b>
Umidade Natural (%)	12,17	12,22
Peso Esp. Úmido (kN/m <sup>3</sup> )	1,719	1,729
Dens. Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,654	2,654
Grau de Saturação Inicial (%)	44,16	53,18
Índice de Vazios Inicial (e <sub>0</sub> )	0,731	0,722
Pa (kPa)	200	180
C	0,200	0,200
Cs	0,030	0,030

Fonte: O autor (2017)

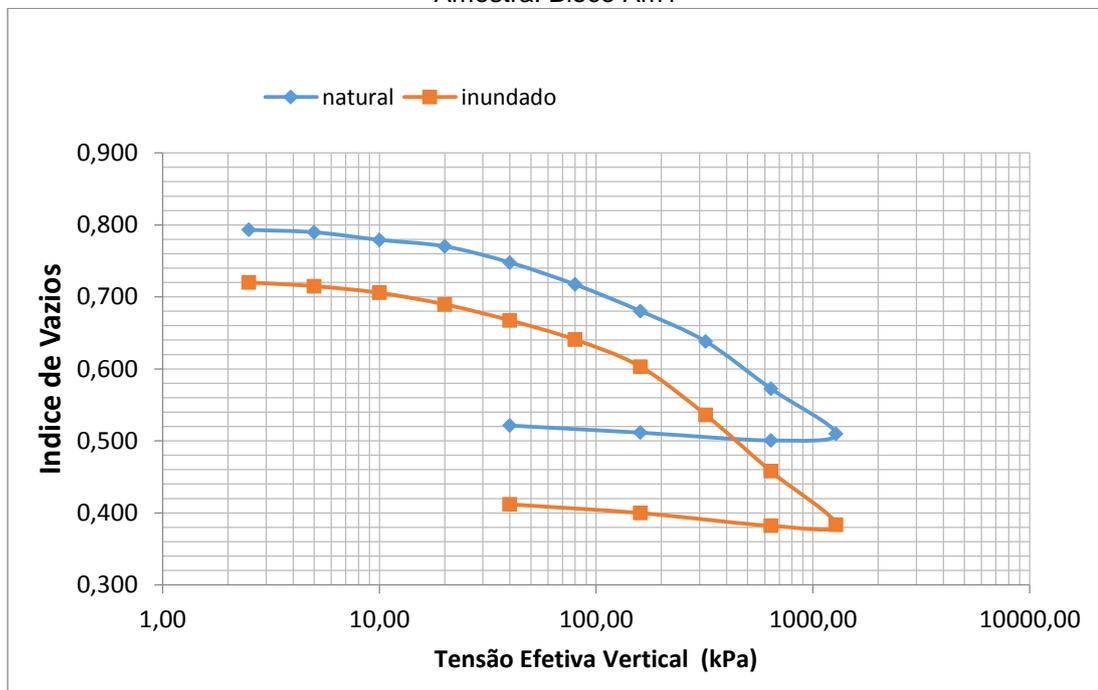
**Tabela 24 – Índice de vazios de alguns solos da Formação Barreiras**

Local	Referência	Índice de vazios inicial
Paraíba	Bezerra (2018)	0,61 – 0,85
Pernambuco	Lafayette (2000)	0,62 – 0,82
	Lafayette et. al (2003, 2005)	0,82 – 0,84
	Silva et. al (2005)	0,65 – 0,91
	Coutinho et. al (1999)	0,62 – 0,69
	Bandeira et. al (2004)	0,63 – 0,84
	Silva (2007)	0,61 – 0,92
	Meira (2008)	0,62 – 0,98
Rio Grande do Norte	Severo et. al (2006)	0,40 – 0,75
Paraíba	Este trabalho	0,68 – 0,797

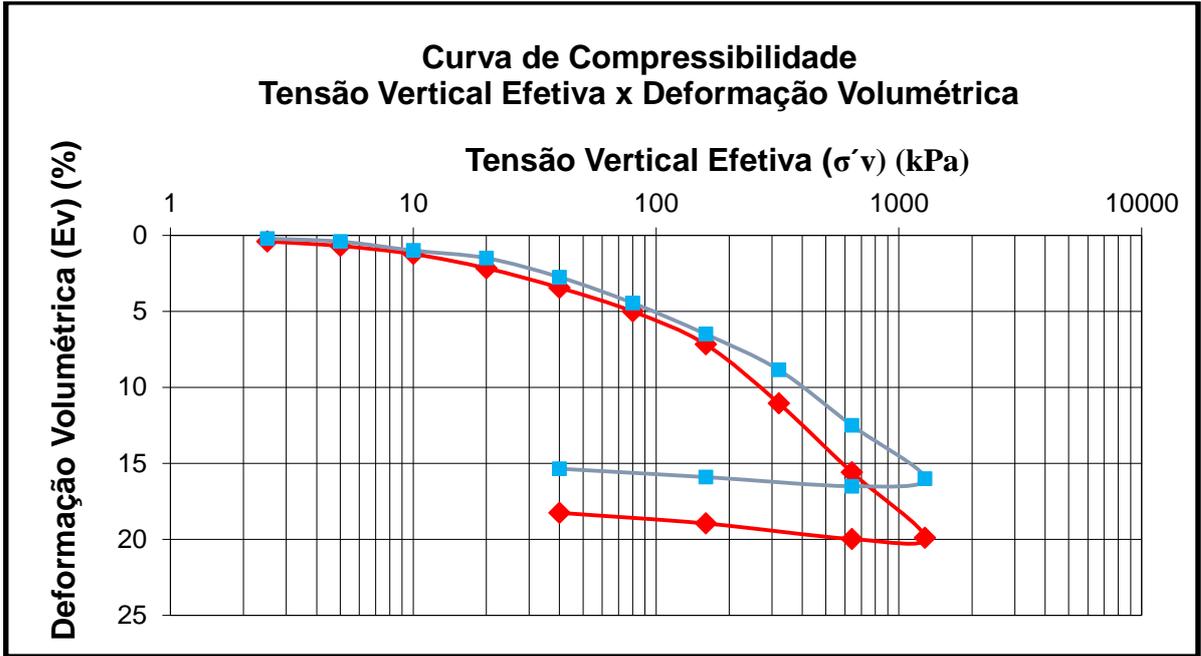
Fonte: modificada de Coutinho e Severo, 2009.

Nas figuras 79 à 81 estão apresentados os resultados dos ensaios edométricos duplos, através de dois tipos de curvas: curvas que relacionam o índice de vazios ( $e$ ) e a tensão vertical de consolidação em escala logarítmica ( $\log \sigma_v$ ), e as curvas que relacionam a deformação volumétrica específica em escala linear ( $\varepsilon_v$ ) com a tensão vertical de consolidação em escala logarítmica ( $\log \sigma_v$ ).

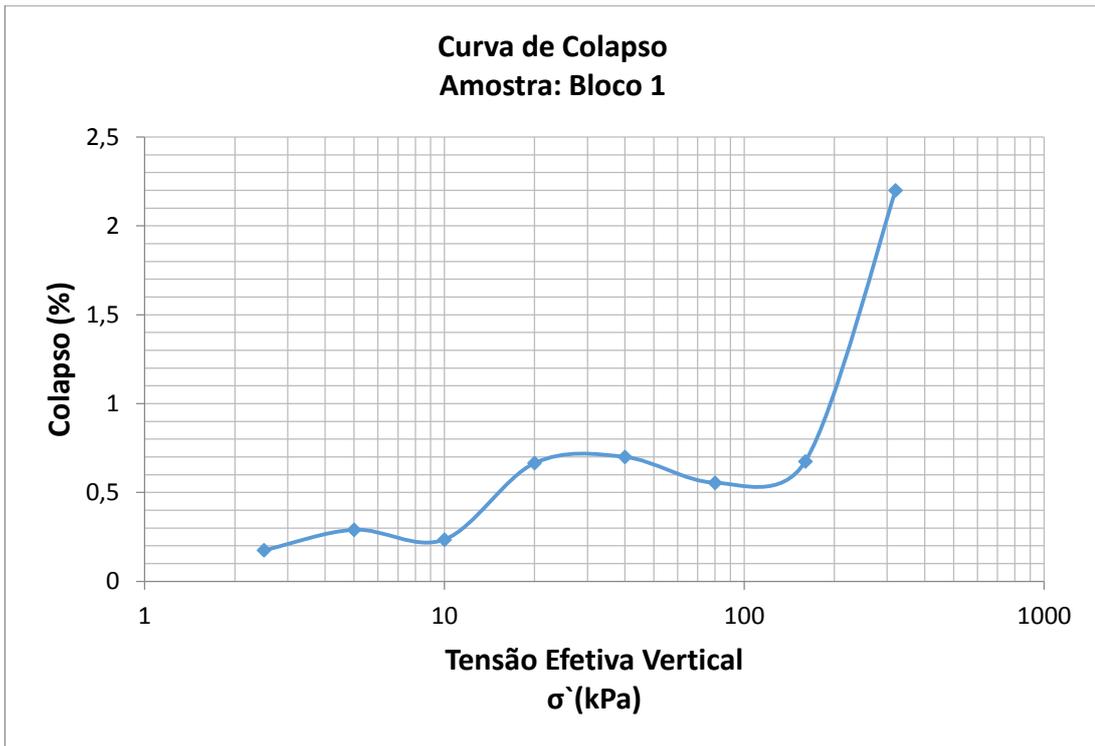
**Figura 79 - Ensaio de Adensamento Duplo**  
Amostra: Bloco Am1



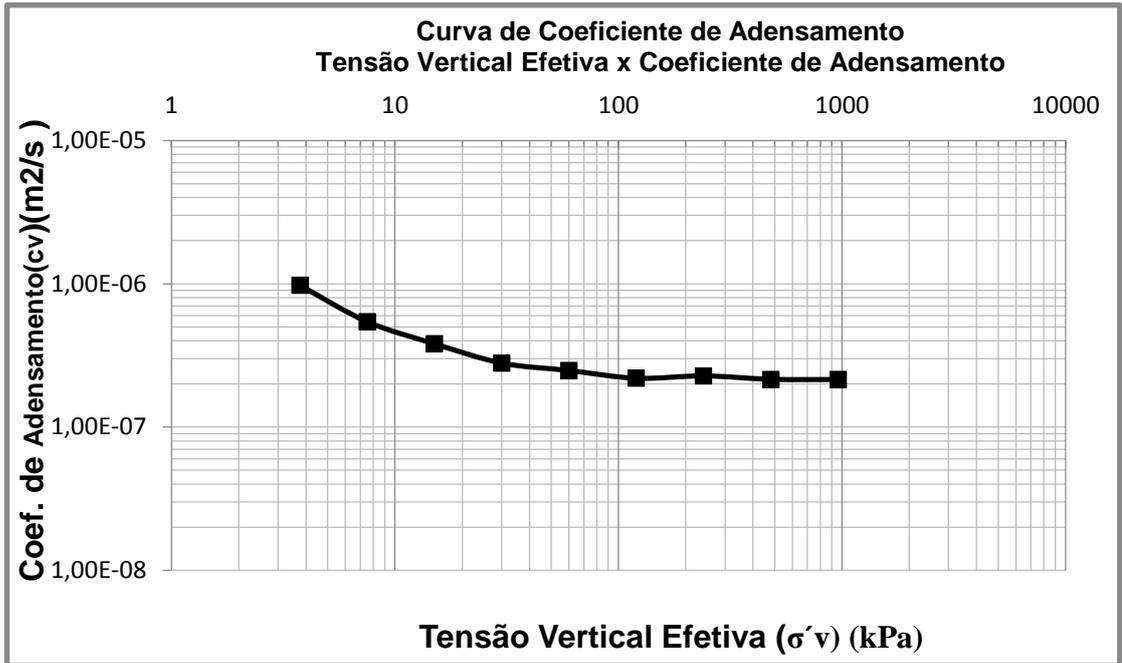
a) Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação



b) Deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação

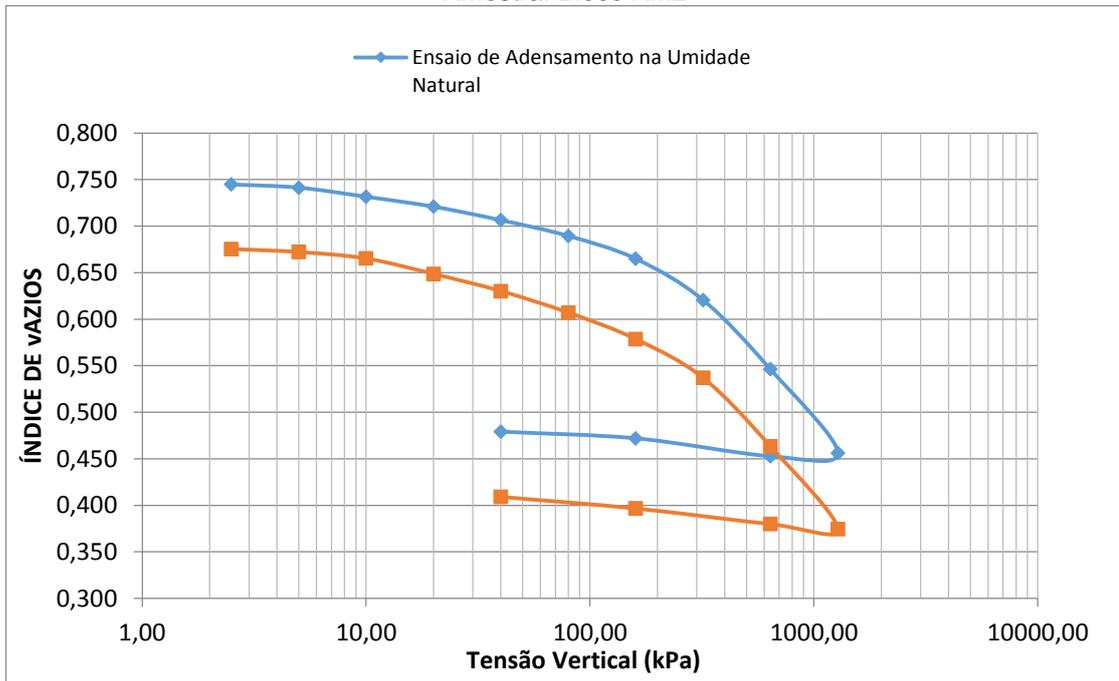


c) Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação

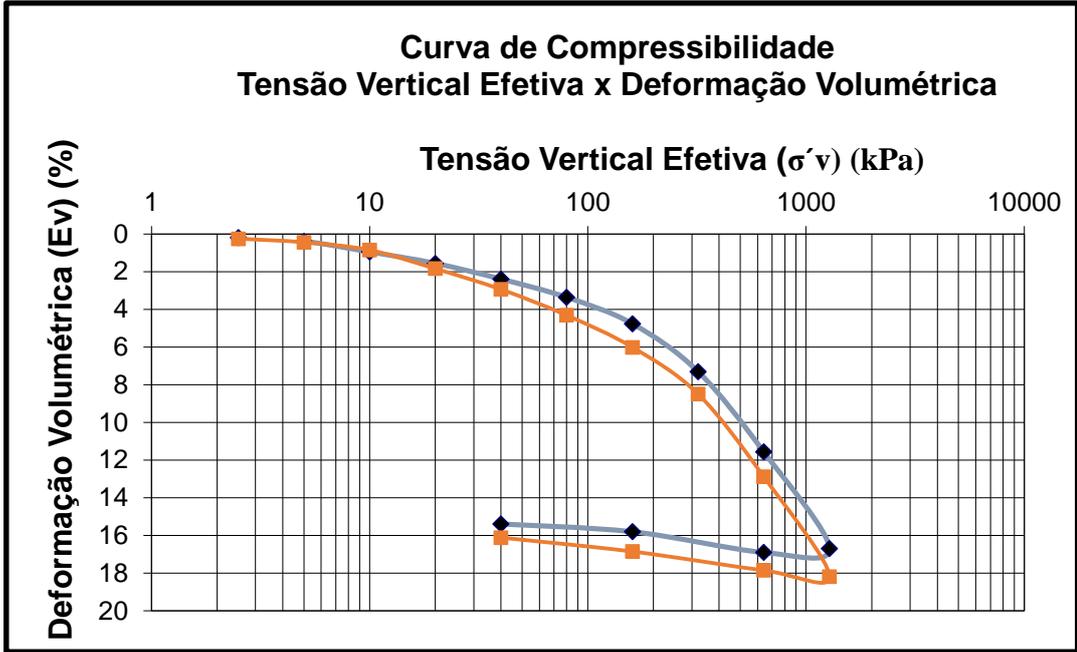


d) Variação do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) com a tensão vertical de consolidação da amostra na condição natural.

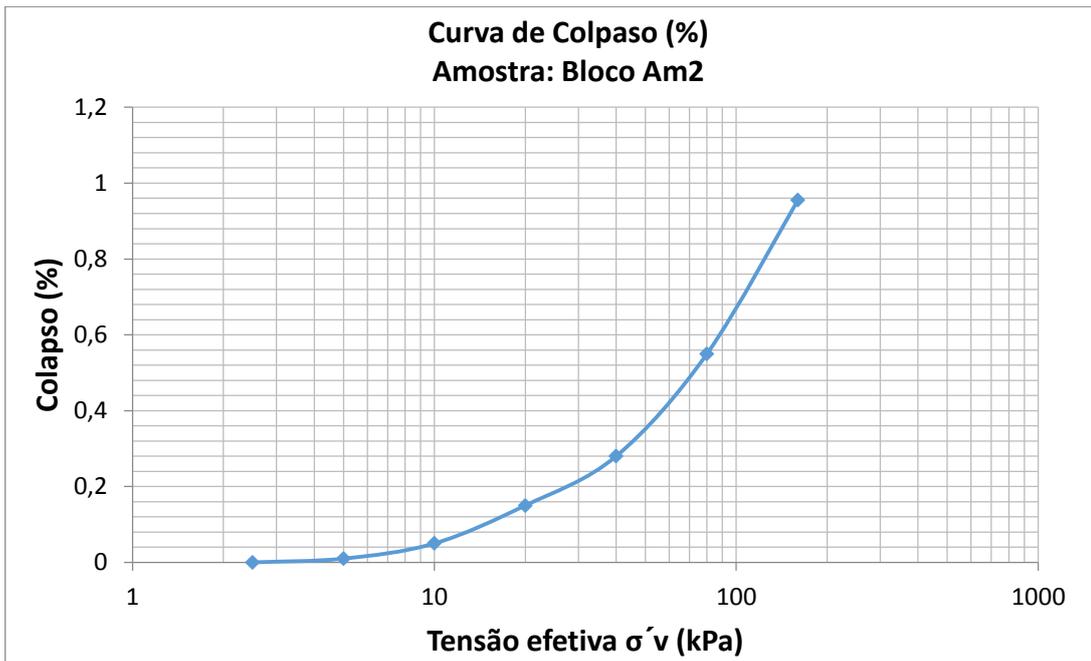
**Figura 80 - Ensaio de Adensamento Duplo**  
Amostra: Bloco Am2



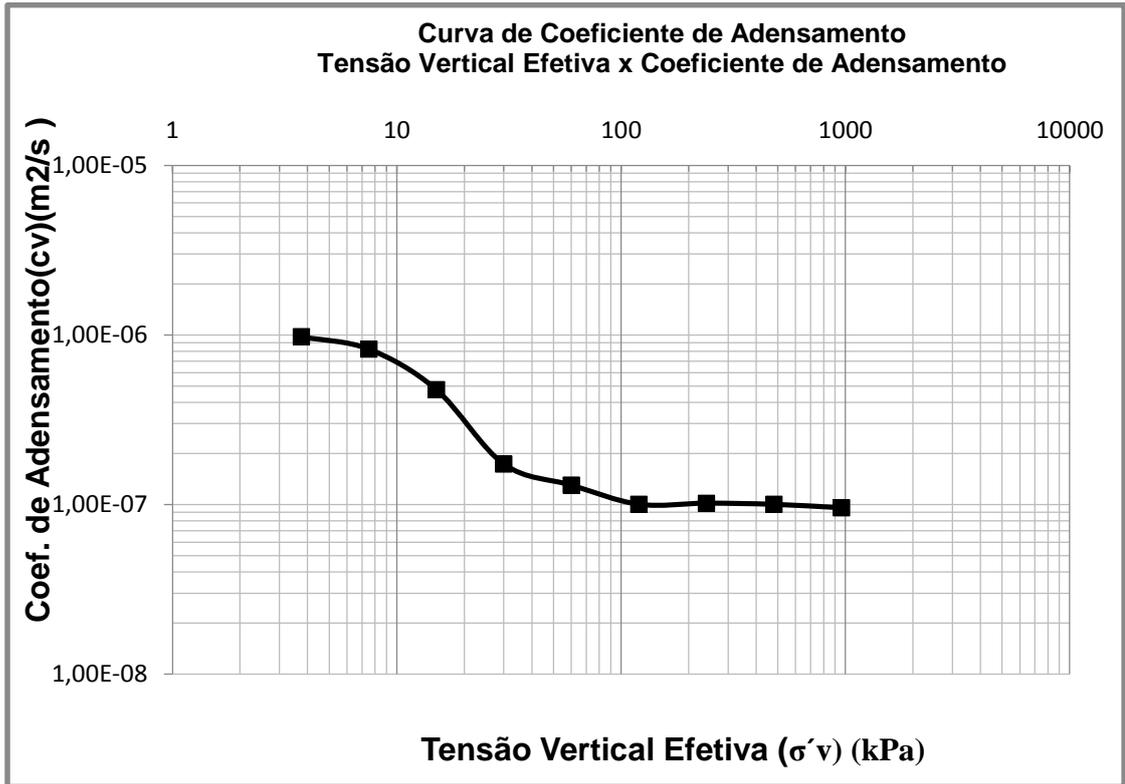
a) Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação



b) Deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação

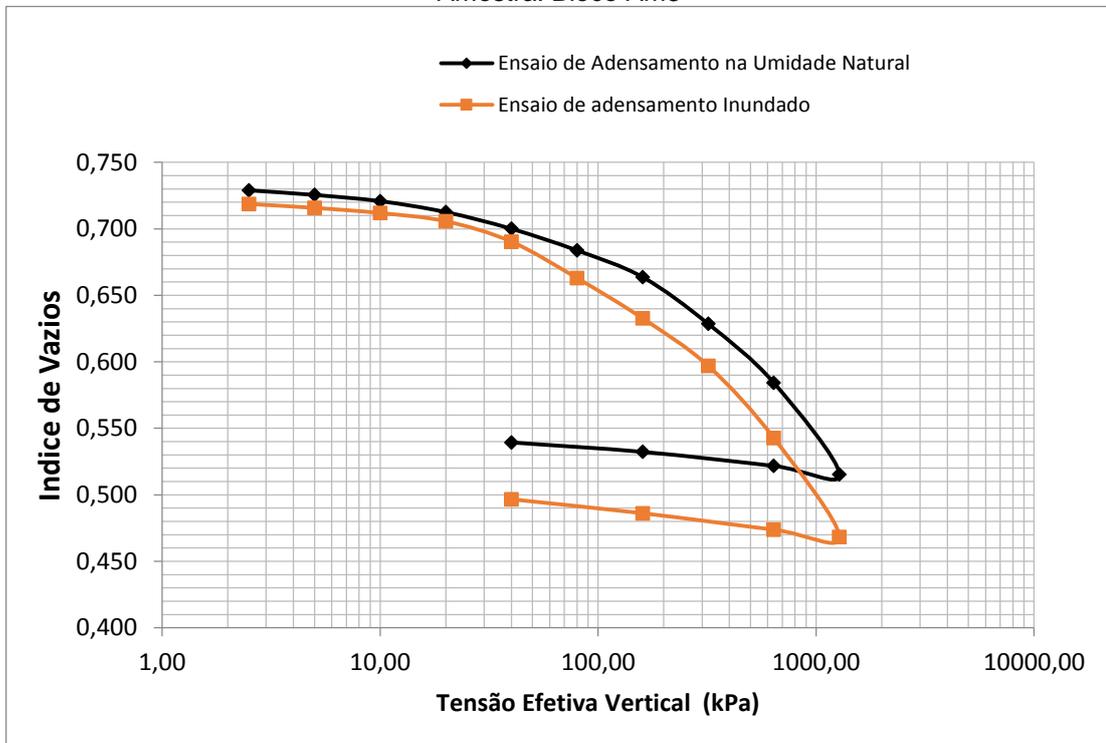


c) Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação

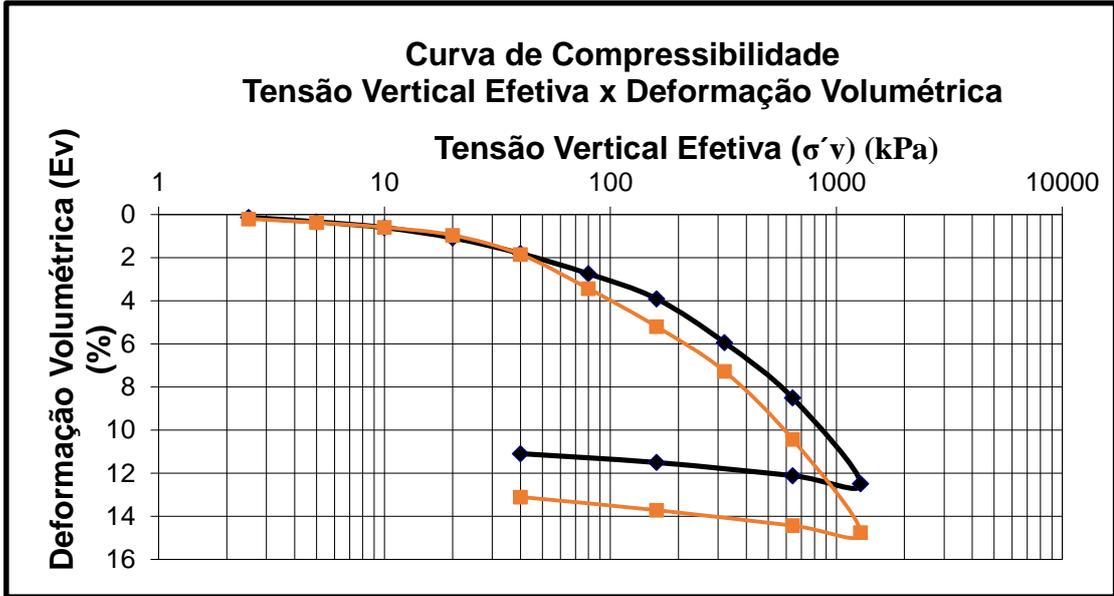


d) Variação do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) com a tensão vertical de consolidação da amostra na condição natural.

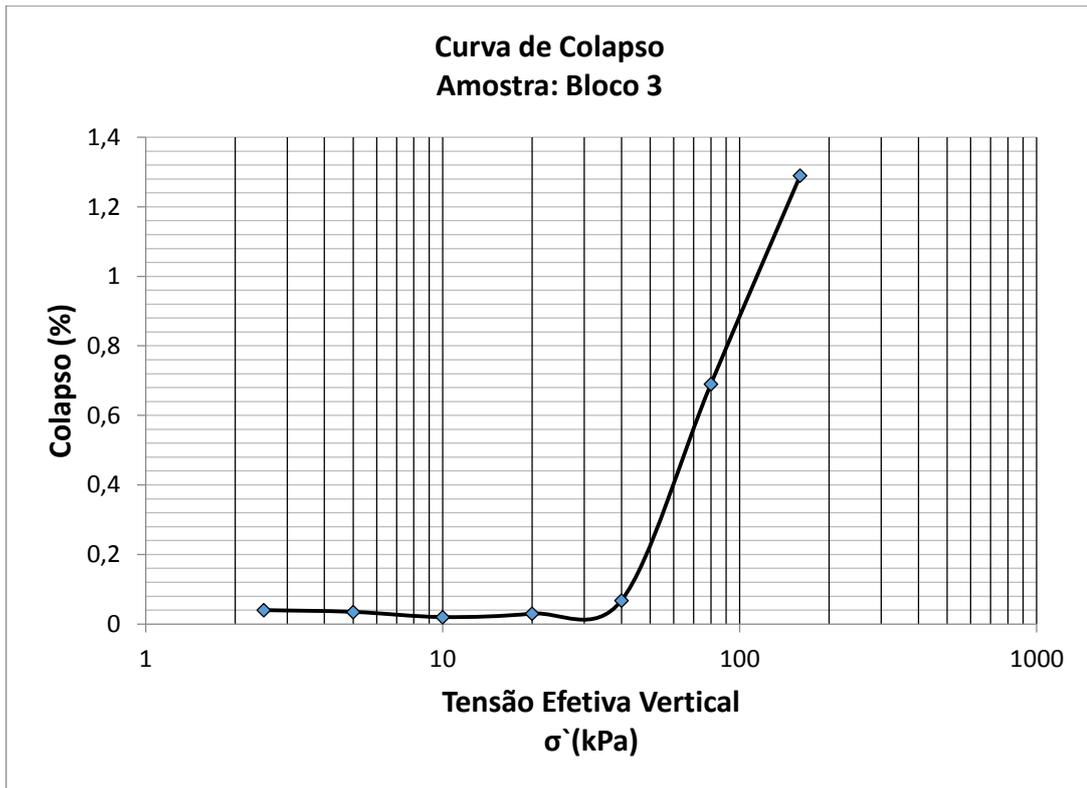
**Figura 81 - Ensaio de Adensamento Duplo**  
Amostra: Bloco Am3



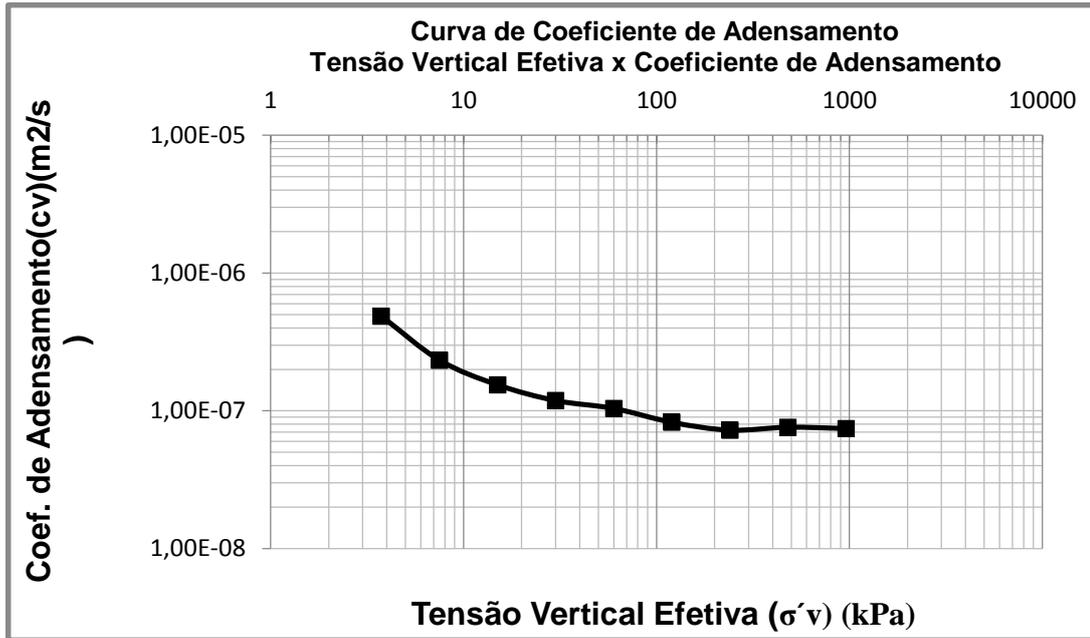
a) Variação do índice de vazios x tensão vertical de consolidação



b) Deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação



c) Variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação



d) Variação do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) com a tensão vertical de consolidação da amostra na condição natural.

A partir das curvas que relacionam o índice de vazios à tensão vertical de adensamento em escala logarítmica ( $e \times \log(\sigma'_v)$ ) foram determinadas, para todas as amostras, pelo método de Pacheco e Silva, os índices de compressão ( $C_c$ ) e expansão ( $C_s$ ). Os índices de compressão e expansão foram calculados para as retas aproximadas definidas entre  $100 \text{ kPa} < \sigma'_v < 1000 \text{ kPa}$  para todas as amostras, sendo que os valores de  $C_c$  foram determinados sob as curvas de carregamento e os de  $C_s$  sob as de descarregamento.

O maior potencial de colapso obtido foi para o solo da amostra Am1, no valor de 2,20% para a tensão de 320 kPa. Para a amostra Am2, o maior valor determinado foi de 0,955% para a tensão de 160 kPa. Para a amostra Am3, o valor para o potencial de colapso foi igual a 1,29% para uma tensão de 160 kPa. O solo não é colapsível.

A velocidade de recalque de um solo é determinada por sua compressibilidade e permeabilidade, podendo ser expressa através do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) para diferentes tensões. De acordo com o método de Taylor, para o cálculo do  $C_v$  é preciso determinar o tempo referente a 90% do recalque ( $t_{90}$ ).

No geral, verifica-se em todas as amostras, uma tendência de diminuição do  $C_v$  com o aumento da tensão vertical de consolidação. A variação do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) na amostra Am1 se deu na faixa de 9,75 a  $2,15 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ . Na

amostra Am2 a variação ocorreu na faixa entre  $9,76 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $9,57 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ . Na amostra Am3, a variação aconteceu entre  $4,87 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $7,44 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Segundo Silva (2007) os valores encontrados para Cv são baixos, indicando que nos solos amostrados, a compressão primária tenha ocorrido em um longo período de tempo, com lenta dissipação de poro-pressões, e que as deformações cisalhantes nestes solos devem ocorrer de forma essencialmente não drenada.

Bezerra (2018), também ensaiou amostras indeformadas de uma encosta da Formação Barreiras da cidade de João Pessoa. A variação do coeficiente de adensamento (Cv) foi de  $0,17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $2,49 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Os valores encontrados foram da ordem de 10 a 100 vezes maiores que os desta pesquisa.

#### 3.4.3.4 Caracterização das amostras deformadas

Foram coletadas 05 amostras deformadas em sacos, aproveitando-se as escavações vizinhas ao local da estaca ensaiada. Tais amostras serviram apenas para ensaios de caracterização. Os resumos dos resultados dos ensaios de caracterização estão apresentados na tabela 25.

**Tabela 25** – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização das amostras deformadas.

<b>Amostra (Sacos)</b>	<b>Saco 1</b>	<b>Saco 2</b>	<b>Saco 3</b>	<b>Saco 4</b>	<b>Saco 5</b>
<b>Pedregulho (%)</b>	2	13	20	2	2
<b>Areia Grossa (%)</b>	15	17	20	11	11
<b>Areia Média (%)</b>	43	30	30	30	29
<b>Areia Fina (%)</b>	23	20	15	17	20
<b>Silte (%)</b>	3	14	10	12	16
<b>Argila (%)</b>	14	6	5	28	22
<b>LL (%)</b>	19,60	NL	NL	23,0	23,0
<b>LP (%)</b>	16,56	NP	NP	20,37	20,52
<b>IP (%)</b>	3,04	-	-	2,63	2,50
<b>Densidade Real (%)</b>	2,652	2,656	2,659	2,645	2,649

Fonte: O autor, 2017.

Para os ensaios de caracterização em laboratório, foram coletadas amostras deformadas em sacos, aproveitando-se as escavações dos blocos de coroamento. Foram, no total, 05 amostras, coletadas a cada metro de profundidade, iniciando na cota -2.3 m e finalizando na cota -7.5 m. Tal coleta foi realizada apenas com o auxílio

de uma pá e uma picareta, e uma escada onde um operário ia descendo para as profundidades desejadas. Na figura 85 pode-se observar o talude de onde foram coletadas as amostras deformadas.

### 3.5 SÍNTESE DO CAPÍTULO

São mostrados dados pluviométricos históricos de João Pessoa, períodos de reposição hídrica, de excedentes hídricos e de deficiência hídrica.

Trata também da geologia do estado da Paraíba, bem como da cidade de João Pessoa e da Formação Barreiras.

Os resultados dos ensaios de laboratório são apresentados, e são feitas algumas comparações com resultados de outros autores.



**Figura 83** – Canteiro de obras onde foi executada a estaca da pesquisa



Fonte: O autor, 2017.

#### 4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO PERFIL DO SUBSOLO DA ESTACA ESTUDADA

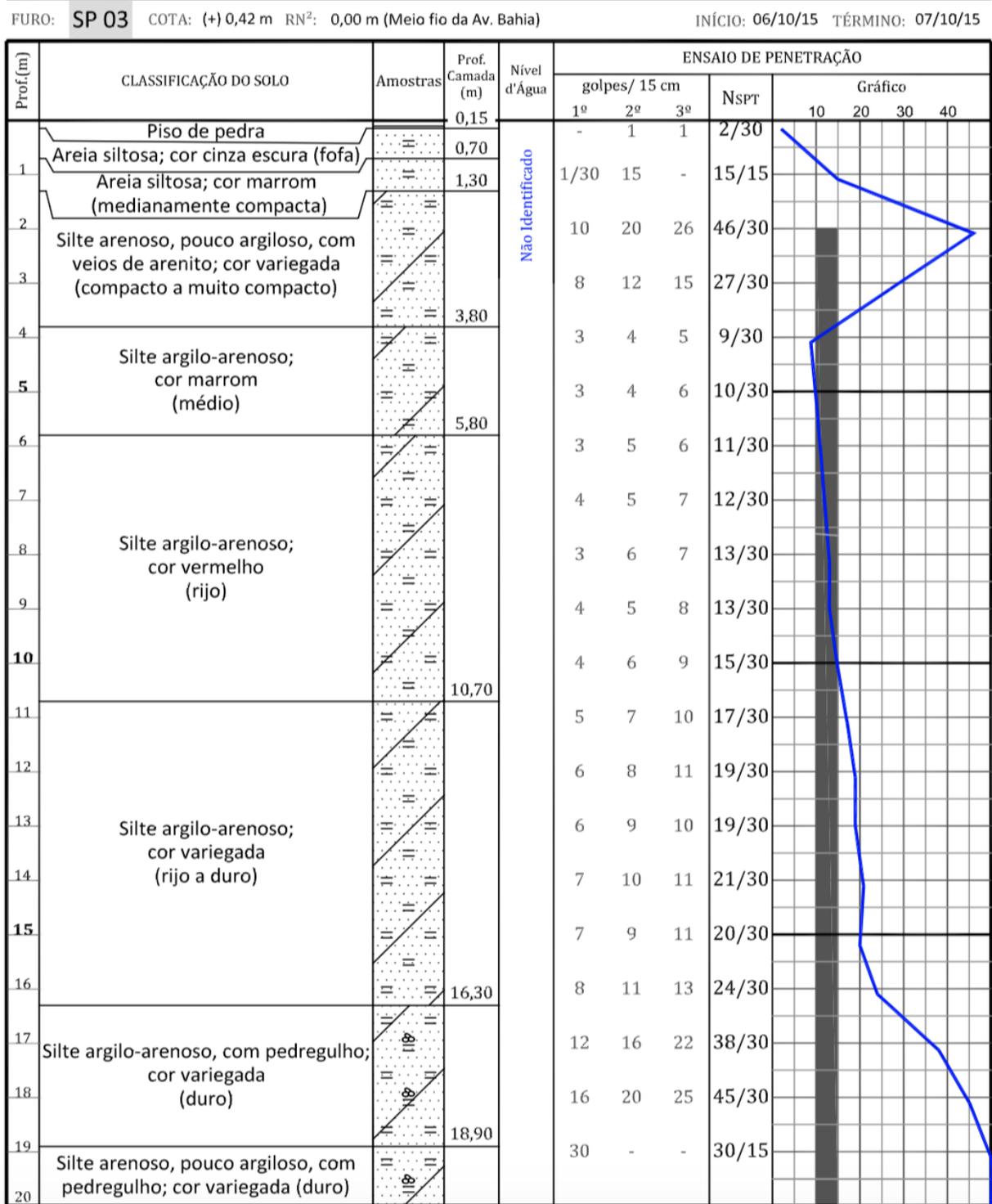
A investigação geotécnica foi composta de sondagens do tipo SPT, somada com os ensaios de laboratório, em amostras deformadas e indeformadas.

Foram executados 04 furos de sondagem no terreno, com valores semelhantes do  $N_{SPT}$ , mas com algumas variações nas espessuras das camadas. O furo de sondagem mais próximo da estaca ensaiada foi o SP03, locado na figura 82.

Analisando este perfil de sondagem, apresentado na figura 84, observa-se uma camada de areia siltosa, cor cinza escura/marrom, medianamente compacta, com espessura igual a 1,15 m. Nesta camada, o  $N_{SPT}$  variou entre 2 e 15 golpes. Subjacente a esta camada, encontra-se silte arenoso, com veios de arenito, cor variegada e muito compacto, com espessura igual a 3,0 m. Os valores do  $N_{SPT}$  variando entre 15 e 46. Abaixo desta camada, segue-se silte argilo-arenoso, cor marrom, vermelho e variegado, médio, rijo e duro. Sua espessura é igual a 12,0 m. Seguindo-se a sondagem, encontrou-se um silte arenoso, pouco argiloso com

pedregulho, cor variegada e duro, com espessura igual a 5.0 m. O valor do N<sub>SPT</sub> variou entre 24 e 50 golpes.

**Figura 84 – Sondagem mais próxima à estaca: SP03**



Fonte: O autor, 2017.

### 4.3 PROVA DE CARGA

Detalhou-se o projeto geotécnico e estrutural da estaca e do bloco de coroamento provisório para a prova de carga.

#### 4.3.1 Detalhe de projeto da estaca ensaiada

A obra em estudo apresenta fundações em estacas escavadas, com diversos diâmetros e profundidades. Isso se deve ao fato de ser um edifício com cargas muito diferentes nas fundações, onde a torre principal apresenta 34 pisos, e a periferia do edifício, composta por garagens e pavimento de lazer, apresenta 03 pisos. Dessa forma, o edifício possui estacas na torre com diâmetros iguais a 0,70 m, 0,80 m e 0,90 m, e na periferia estacas com diâmetros iguais a 0,30 m, 0,40 m e 0,50 m. Quanto ao comprimento do fuste das estacas, todas as estacas da torre possuem 18,0 m. Já as estacas da periferia, possuem comprimento variando entre 13 e 16,0 m. A tabela 26 ilustra as informações descritas, bem como suas respectivas cargas de trabalho.

**Tabela 26 – Características das estacas do edifício**

CARACTERÍSTICAS			
$\phi$ (m)	QUANTIDADE (un)	COMPRIMENTO (m)	CARGA DE TRABALHO (kN)
0,30	26	13,0/15,0	350
0,40	21	16,0	650
0,50	18	18,0	1000
0,70	03	18,0	1900
0,80	58	18,0	2500
0,90	23	18,0	3000

Fonte: O autor, 2017.

O concreto utilizado nas estacas foi especificado com resistência característica  $f_{ck} \geq 20$  MPa.

Tanto a estaca ensaiada como as estacas de reação possuíam diâmetro igual a 0,80 m. Foi aproveitada a fundação de um pilar da torre. Tratava-se de um bloco de coroamento com 09 estacas de diâmetro igual a 0,80 m. A estaca central foi instrumentada para posterior prova de carga e as demais foram utilizadas como reação. A figura 85 mostra o conjunto de nove estacas, onde a central foi à estaca ensaiada e as demais foram estacas de reação.

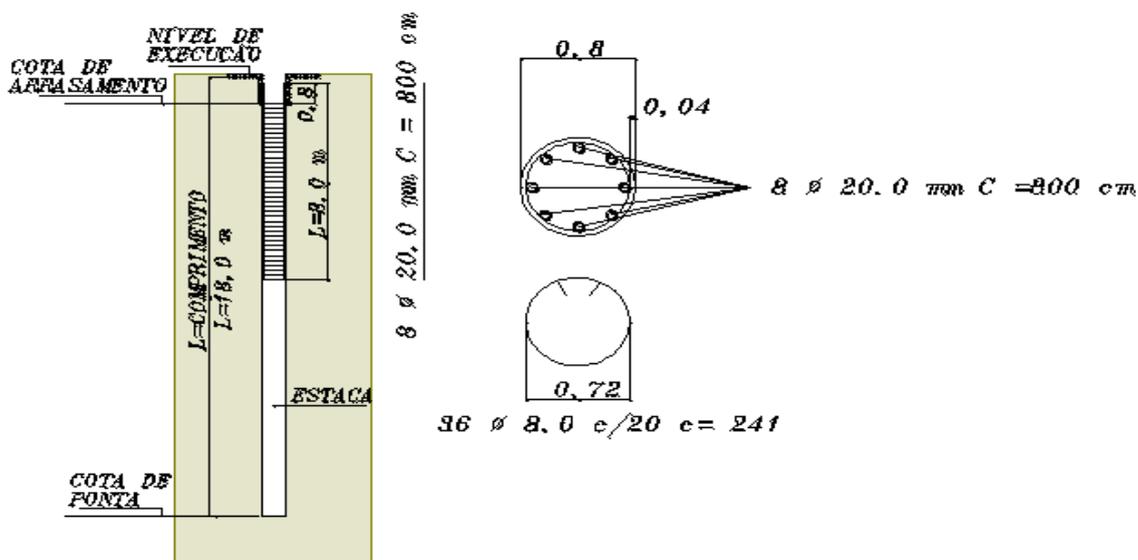
Figura 85 – Estaca teste (central) e estacas de reação



Fonte: O autor, 2017.

O detalhamento da estaca está indicado na figura 86. Sua armadura longitudinal foi composta de 8 barras de 20.0 mm com 8 metros de comprimento. Como armadura transversal, utilizou-se estribos de 8.0 mm espaçados a cada 20 centímetros. Além da armadura de projeto da estaca, foi inserida uma barra longitudinal de 12.5 mm no eixo da estaca, com as barras instrumentadas com *strain gages*, que posteriormente fariam as medições para esta pesquisa. Para a realização da prova de carga, no topo da estaca foi concretado provisoriamente um bloco de coroamento, onde foi aplicada a carga.

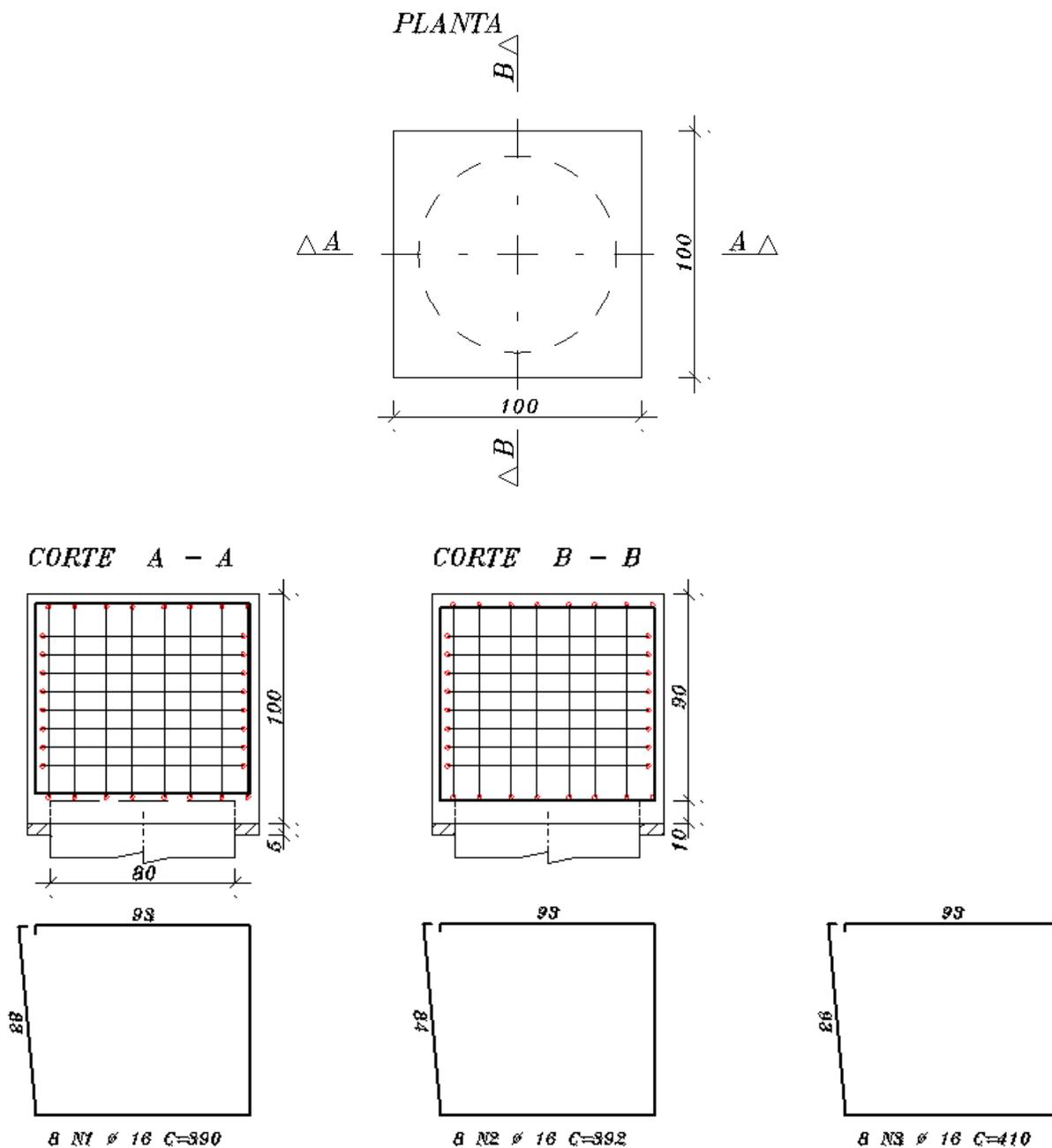
Figura 86 – Detalhe da armadura da estaca ensaiada  
DETALHE DA ESTACA



Fonte: O autor, 2017.

O bloco da estaca teste foi projetado com dimensões 1,0 m x 1,0 m x 1,0 m, com armadura de aço CA 50, conforme figuras 87 e 88. Sua armação é com estribos nas três direções, com barras de 16.0 mm.

**Figura 87** – Detalhe do bloco provisório da estaca teste



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 88** – Armadura do bloco provisório da estaca teste

Fonte: O autor, 2017.

Na concretagem do bloco, foi tomado muito cuidado com o nivelamento do topo do bloco, bem como em deixar uma superfície bem lisa, de forma que não houvesse problemas no apoio do cilindro hidráulico e posterior risco de instabilidade do sistema.

#### 4.3.2 Sistema de reação das estacas (Estaca teste)

A prova de carga foi realizada em conformidade com a NBR 12.131/2006, para prova de carga estática à compressão, do tipo lenta (SML).

A estaca ensaiada foi do tipo escavada a trado mecânico, com diâmetro igual a 0,80 m. O comprimento de projeto foi igual a 18,0 m, com cota de implantação igual a -2.0 m e carga de trabalho igual a 2.500 kN. A carga do ensaio foi igual a 5.000 kN. A tabela 27 resume o ensaio.

O ensaio iniciou-se no dia 02/03/2017 com os carregamentos lentos, e encerrou-se no dia 03/03/2017, com o descarregamento completo.

**Tabela 27** – Características do ensaio

TIPO	$\phi$	COMPRIMENTO	CARGA TRABALHO	CARGA MÁX. ENSAIO
ESCAVADA TRADO MECÂNICO	0,8 m	18,0 m	2.500 kN	5.000 kN

Fonte: O autor, 2017

### 4.3.3 Metodologia

Descreveu-se cada etapa da prova de carga: o carregamento, o sistema de reação e o sistema de medição.

#### 4.3.3.1 Carregamento

O carregamento do ensaio foi realizado em dez estágios sucessivos com leituras de deslocamento realizadas nos tempos 2, 4, 8, 15 e 30 minutos. Em cada estágio a carga era mantida até a estabilização dos deslocamentos (NBR 12.131/2006).

A carga máxima foi mantida por um período de 12 horas, após estabilização dos recalques, a partir do qual é realizado o descarregamento em cinco estágios de 15 minutos cada. Os dados do carregamento são mostrados na tabela 28.

**Tabela 28** – Estágios de carga aplicados no ensaio

CARREGAMENTO		DESCARREGAMENTO	
Estágio	Carga	Estágio	Carga
1°	500,0 kN	1°	4000,0 kN
2°	1000,0 kN	2°	3000,0 kN
3°	1500,0 kN	3°	2000,0 kN
4°	2000,0 kN	4°	1000,0 kN
5°	2500,0 kN	5°	0,0 kN
6°	3000,0 kN	-	-
7°	3500,0 kN	-	-
8°	4000,0 kN	-	-
9°	4500,0 kN	-	-
10°	5000,0 kN	-	-

Fonte: O autor, 2017.

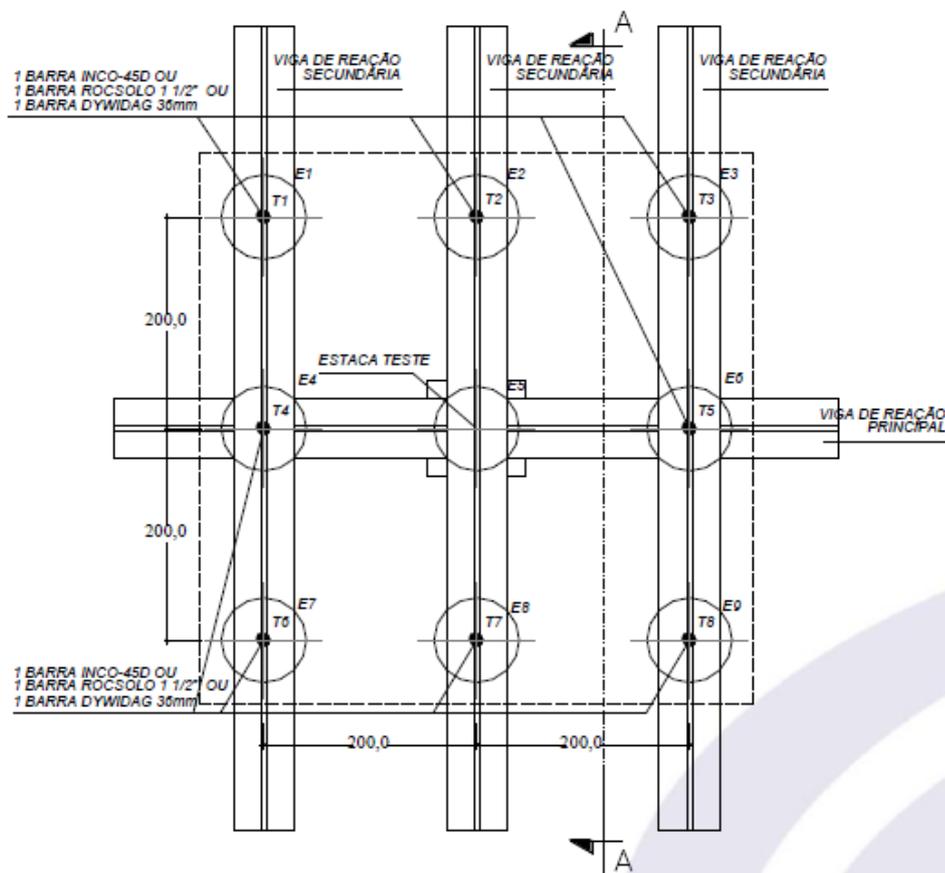
#### 4.3.3.2 Sistema de reação

O sistema de reação foi constituído por um conjunto de vigas metálicas ancoradas em barras de aço. As vigas são compostas por perfis laminados Gerdau duplo W610 x 140, com inércia compatível aos esforços aplicados. Sua estrutura foi

reforçada com chapas soldadas, formando “costelas”, para aumento de sua resistência ao cisalhamento.

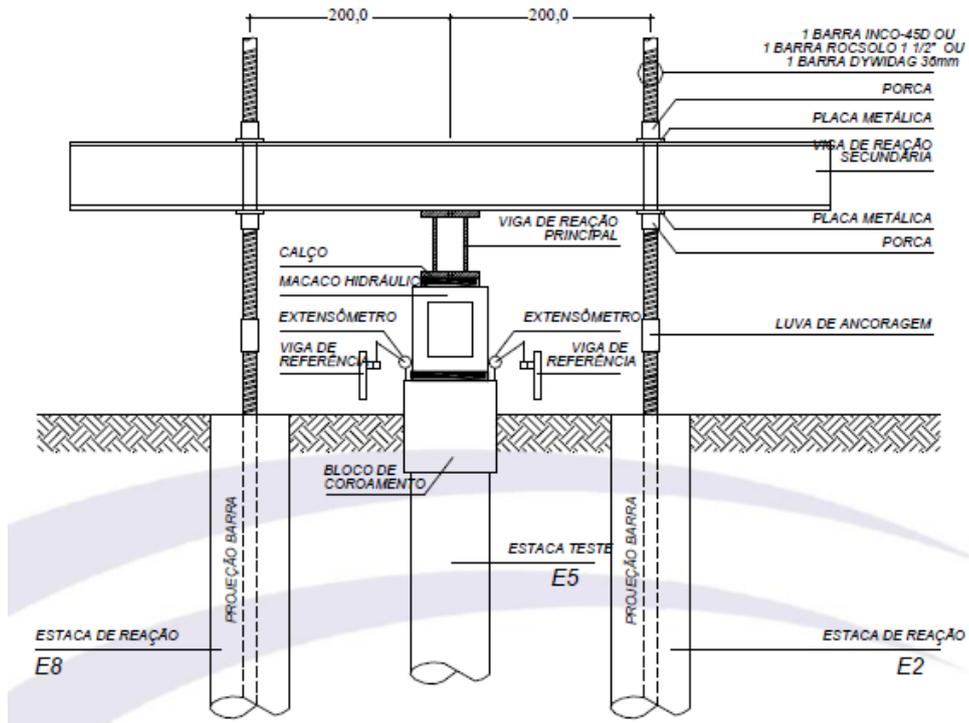
As barras de tirantes são engastadas em 08 estacas escavadas à trado mecânico ( $\phi 800$  mm), com comprimento ancorado de 14,0 m. O aço é do tipo Incotep, dimensionado para carga de tração de 625 kN. As figuras 89, 90 e 91 ilustram o esquema do sistema de reação.

**Figura 89 – Sistema de reação da prova de carga em planta**  
**MONTAGEM - PLANTA BAIXA**  
 SEM ESC.



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 90** – Sistema de reação da prova de carga em corte  
**MONTAGEM - CORTE AA**  
 SEM ESC.



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 91** – Sistema de reação da prova de carga na obra



Fonte: O autor, 2017.

#### 4.3.3.3 Sistema de medição

A aplicação do carregamento deu-se através de macaco hidráulico PONTEMAC, acionado por bomba manual. O conjunto tem capacidade para 6000 kN. A carga foi aplicada no topo da estaca, através do bloco de coroamento provisório, construído como elemento de transmissão.

A leitura das cargas é feita através de manômetro analógico de 4". O dispositivo tem duas escalas de leitura,  $\text{kgf/cm}^2$  e  $\text{lbf/pol}^2$ .

As medidas de deformação são realizadas com 04 extensômetros mecânicos da marca MITUTOYO, com curso de 50,0 mm e precisão de 0,01 mm. Os medidores foram instalados nos vértices do bloco de coroamento. Os deslocamentos das estacas de reação foram medidos por níveis laser, instalados remotamente, dirigidos para réguas milimetradas fixadas nas barras de tirantes. A figura 92 mostra o sistema de medição

Figura 92 – Sistemas de medição



Fonte: O autor, 2017.

#### 4.4 PREPARAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A estaca teste desta pesquisa foi instrumentada ao longo do fuste. Foi instalada uma barra de aço de diâmetro 12.5 mm de aço CA 50 e comprimento igual 0,30 m. O posicionamento da instrumentação foi pré-determinado na seção de referência (imediatamente abaixo do bloco de coroamento e sem contato com o solo), 6 m de profundidade, 12 m de profundidade e 18 m de profundidade (ponta da estaca). O extensômetro elétrico de resistência relaciona pequenas variações de dimensão com variações equivalentes em sua resistência elétrica. Quando submetido à força de tração, a resistência do condutor aumenta e, quando submetido à força de compressão, a resistência do condutor diminui.

Quando se utiliza extensômetros elétricos, a obtenção de deformações é de maneira indireta. As resistências elétricas são solidarizadas à uma barra de aço, e assim fornecem valores de deformação quando submetidas à solicitação e a uma pequena corrente elétrica.

Nesta pesquisa, foi utilizada a ponte completa com o objetivo de eliminar efeitos de flexão e temperatura. Desta forma, obtém-se as deformações causadas pelo carregamento axial (ALBUQUERQUE, 2017).

A seguir, descreve-se a técnica utilizada:

- 1) As barras de aço CA 50 de 12.5 mm são colocadas em um torno mecânico, para remoção das nervuras. Em seguida, inicia-se um processo de lixamento para retirada de imperfeições. É utilizada a lixa n° 120. Posteriormente utiliza-se a lixa n° 150 para acabamento final, com pequenas ranhuras diagonais para aumentar a aderência do extensômetro elétrico *strain gage* na armadura. Com o auxílio de gaze ou algodão, deve ser aplicado um desengordurante. As figuras 93 e 94 ilustram esta primeira etapa.
- 2) Como segunda etapa, realiza-se a colagem do *strain gage* na barra de aço. Aplica-se o adesivo na parte de trás do *strain gage* e realiza-se a união entre ambos. A figura 95 ilustra esta etapa.

**Figura 93 – Limpeza da barra**

a)



b)

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 94 – Barra preparada**

Fonte: O autor, 2017.

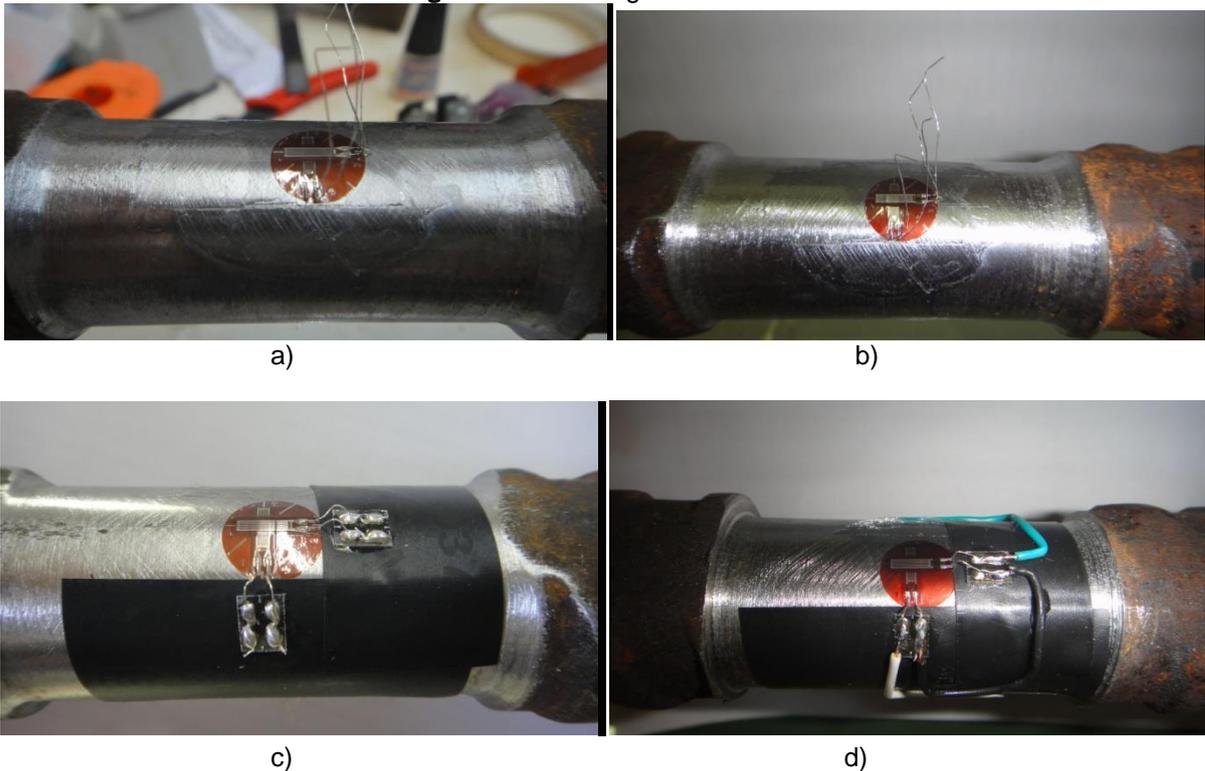
**Figura 95 – Etapa de colagem dos *strain gages***



Fonte: O autor, 2017.

- 3) Os terminais utilizados foram do tipo TF 7 (KYOWA), os *strain gage* foram do tipo KFG2-120-D16-11 (KYOWA), cabos do tipo 4x26 agw (E), a resina de isolamento elétrico (SCOTCHAST 3M), a borracha de silicone do tipo SK (EXCEL SENSORES) e a resina silicone do tipo RK (EXCEL SENSORES). Soldam-se os fios entre os *strain gages*, formando um circuito de ponte completa. Ver figura 96.

**Figura 96 – Montagem do circuito**

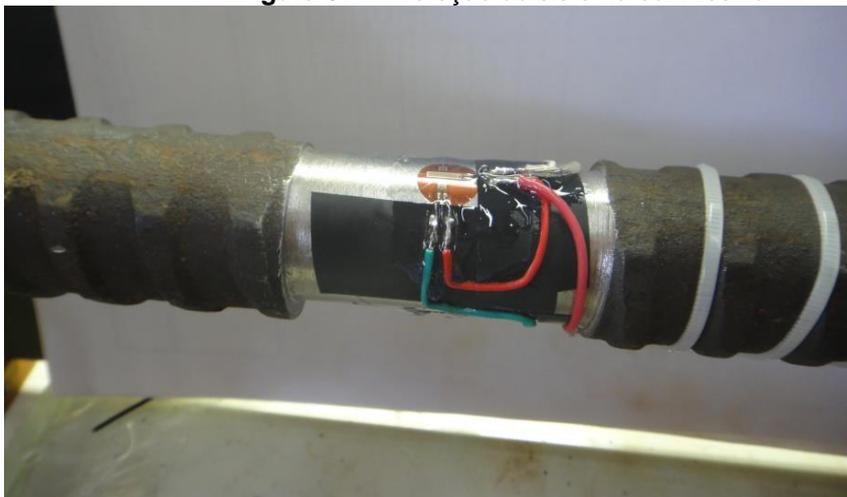


Fonte: O autor, 2017.

- 4) Com o circuito pronto, inicia-se a etapa de proteção do sistema. Coloca-se resina apropriada e fita de alta fusão, que evita curto circuito, efeitos térmicos e, principalmente, protege contra choques mecânicos que poderiam ocorrer na colocação dos *strain gages* no interior da estaca e também no momento da

concretagem da estaca (figuras 97 e 99). Antes de encerrar o processo, todas as barras de 12.5 mm devem ser submetidas a ensaios de tração (figura 98), para que se tenha a certeza que o sistema não apresenta falhas. O ensaio de tração é realizado em laboratório.

**Figura 97 – Proteção do sistema com resina**



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 98 – Ensaio de tração**



**Figura 99 – Barra finalizada**



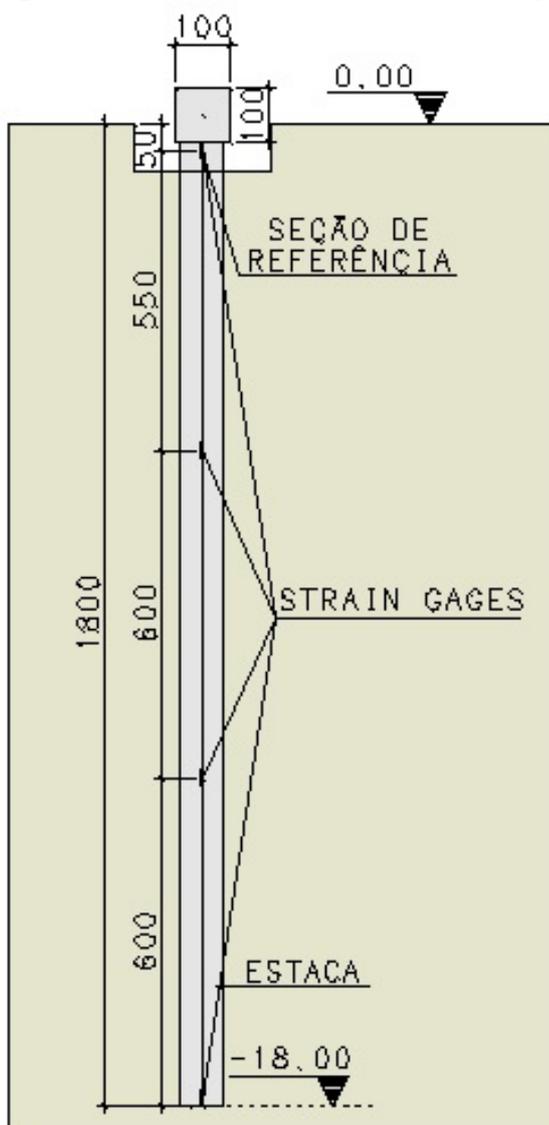
Fonte: O autor, 2017.

#### 4.5 INSTRUMENTAÇÃO E EXECUÇÃO DA ESTACA TESTE

Por se tratar de uma obra privada, foi executada uma estaca teste com diâmetro igual a 0,80 m e comprimento igual a 18,0 m, ou seja, a estaca seria aproveitada posteriormente. Foi escolhido um bloco com 09 estacas do próprio edifício, onde a estaca central foi ensaiada e as 08 restantes foram usadas como reação. A distância entre eixos das estacas é de 2,0 m.

No total, foram colocados 04 *strain gages* ao longo da profundidade, no eixo da estaca. A figura 100 indica o posicionamento da instrumentação.

**Figura 100** – Posicionamento da instrumentação



Fonte: O autor, 2017.

Deu-se início a preparação para seu posicionamento no interior do fuste da estaca. Para tal, as barras foram amarradas em uma barra de aço com comprimento de 18,0 m. Cada extensômetro elétrico possui seu fio, que segue até o topo da estaca, para posterior ligação com o leitor. Cada barra instrumentada possuía um número, para identificar seu respectivo extensômetro, sua profundidade, bem como saber o quanto da carga aplicada estava chegando em cada nível de instrumentação (figura 101).

**Figura 101** – Identificadores das barras



Fonte: O autor, 2017.

Com todas as barras e fios identificados, cada uma delas foi amarrada a um vergalhão (Figura 102).

**Figura 102** – Barra instrumentada unida ao vergalhão



Fonte: O autor, 2017.

Com todas as barras unidas ao vergalhão, para posterior içamento e colocação no eixo da estaca. O vergalhão central com 18m foi confeccionado unindo-se dois vergalhões, o primeiro com 12 m e o segundo com 7 m, ficando 1 m de emenda (figura 103). Contou-se com o auxílio da lança do concreto para içar e inserir o vergalhão no centro da estaca (figuras 104 e 105).

**Figura 103** – Barras instrumentadas unidas ao vergalhão



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 104** – Vergalhão instrumentado içado



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 105** – Vergalhão instrumentado posicionado no eixo da estaca



Fonte: O autor, 2017.

Durante as etapas de inserção das barras instrumentadas e concretagem, houve um cuidado para não se perder a instrumentação: atenção para não partir os fios, não deslocar a barra do eixo da estaca e para não danificar a proteção dos *strain gages*. Todos os fios que vinham dos *strain gages* foram unidos por dentro de um tubo, e suas extremidades foram colocados no interior de uma caixa de madeira (figura 106). Como a prova de carga foi executada 21 dias após a concretagem, tais medidas garantiram a integridade dos fios, pois uma obra apresentava extenso movimento de pessoas e máquinas.

**Figura 106** – Concretagem da estaca teste e proteção da instrumentação



Fonte: O autor, 2017.

Com a estaca concretada, foi necessário à espera de 21 dias para o concreto ganhar resistência. Vencido o prazo, pode-se iniciar a ligação das barras instrumentadas com o leitor e posteriormente a realização da prova de carga. Cada *strain gage* foi ligado à uma unidade da caixa de leitura (figuras 107 e 108).

**Figura 107** – Ligação da fiação com a caixa de leitura



Fonte: O autor, 2017

**Figura 108** – Ligações das barras instrumentadas na caixa de leitura modelo P3 micro measurements



Fonte: O autor, 2017

Com os 04 instrumentos ligados à caixa de leitura, procedeu-se a ligação da caixa de leitura ao computador. Com isto, fez-se a leitura inicial e o ensaio estava apto a ser iniciado (figuras 109 e 110).

**Figura 109** – Caixa de leitura ligada ao computador



Fonte: O autor, 2017

**Figura 110** – Anotação das leituras iniciais



Fonte: O autor, 2017

A escavação de todas as estacas foi realizada com um trado helicoidal acoplado a um caminhão (figura 111). Devido ao sistema de perfuração mecânica, à estaca estudada nesta pesquisa é denominada de estaca escavada à trado mecânico.

**Figura 111 – Perfuratriz**



Fonte: O autor, 2017

Após o processo de escavação da estaca até a profundidade desejada, procedeu-se a troca do trado para a limpeza da ponta da estaca, retirando-se o solo que está fofo e solto no fundo da estaca (figura 112 e 1113).

**Figura 112 – Trados de escavação**



**Figura 113 – Trado de limpeza**



Fonte: O autor, 2017.

Escavação e limpeza de ponta realizadas, prepararam-se as armaduras das estacas de reação e de teste, com posterior colocação em seu interior. Tal procedimento foi realizado com o auxílio de um trator (Figuras 114 e 115).

**Figura 114** – Armaduras das estacas



**Figura 115** – Colocação da armação na estaca



Fonte: O autor, 2017.

Antes da concretagem da estaca, foi inserida uma barra instrumentada, na estaca ensaiada, com o objetivo de obter informações com relação à transferência de carga em profundidade para uma estaca de 18 m de comprimento, submetida à carregamento axial de compressão. Nesta barra, os extensômetros elétricos foram colados em níveis pré-estabelecidos. Finalmente, as estacas (teste e de reação) foram concretadas (Figuras 116 a 118).

**Figura 116** – Estaca armada e instrumentada



Fonte: O autor, 2017.

**Figura 117** – Concretagem da estaca



**Figura 118 – Estacas concretadas**

Fonte: O autor, 2017.

#### 4.6 SÍNTESE DO CAPÍTULO

São mostrados os detalhes de projeto da estaca ensaiada, tais como: comprimento, armaduras, fck, quantidades de estacas na obra.

A instrumentação exige toda uma preparação e cuidado na colagem dos extensômetros elétricos, bem como a escolha e certeza do posicionamento dos *strain gages* no interior da estaca. A seção de referência não fica em contato com o solo.

Com fotos ilustrativas, o sistema de reação foi detalhado, inclusive com a indicação da carga de trabalho e de ensaio.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados da prova de carga instrumentada. Com base nos resultados, foram obtidos:

- Curva carga x recalque;
- Módulo de elasticidade da estaca;
- As cargas nos níveis instrumentados ao longo do fuste da estaca;
- O atrito lateral entre dois níveis instrumentados consecutivos;
- A carga de ponta;
- A curva de transferência de carga ao longo da profundidade;
- O atrito lateral médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste;
- Aplicação das leis de Cambefort;
- A comparação da carga de ruptura com a extrapolação da curva carga x recalque em relação ao estimado inicialmente.

### 5.1 CURVA CARGA X RECALQUE

A figura 119 apresenta a curva carga x recalque, obtida na prova de carga realizada na estaca escavada à trado mecânico, com diâmetro igual a 0,8 m e 18,0 m de profundidade, executada na formação barreiras da cidade de João Pessoa – PB.

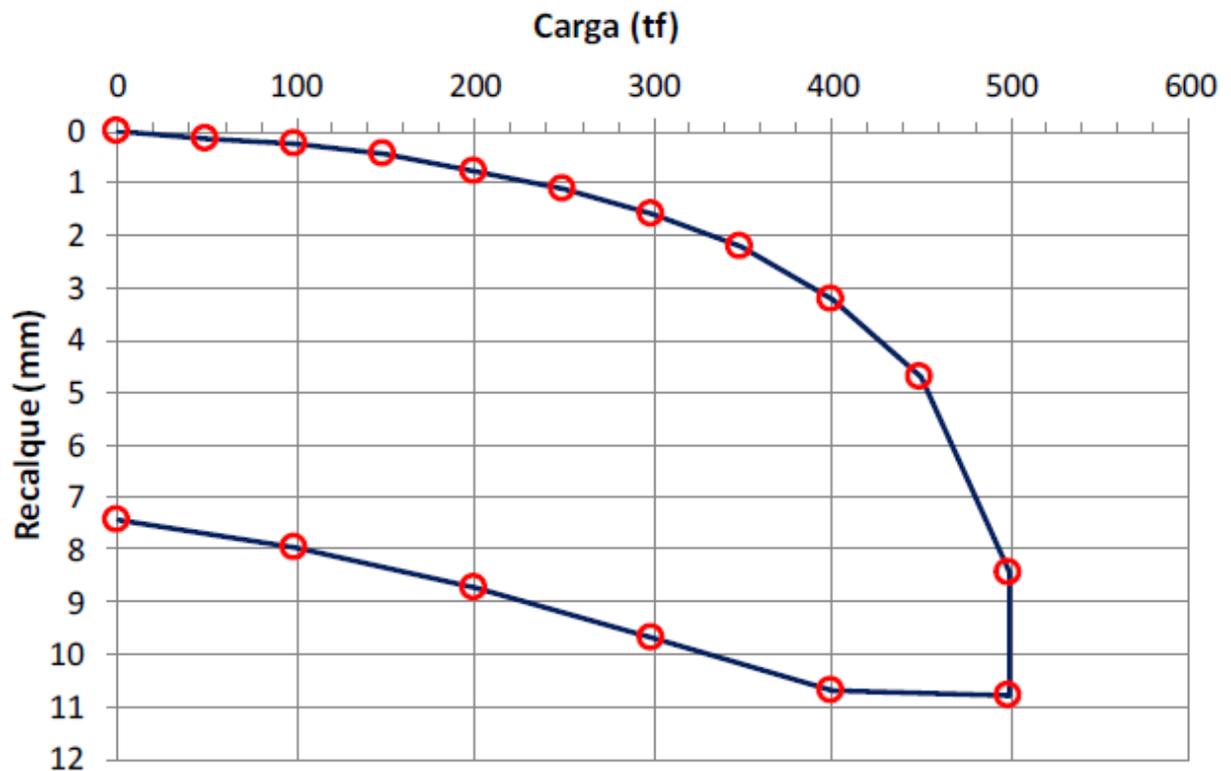
O carregamento máximo aplicado foi de 5000 kN e o recalque correspondente foi de 10,80 mm. A tabela 29 mostra os recalques para cada estágio de carregamento.

**Tabela 29** – Estágios de carga com seus respectivos recalques obtidos no ensaio

Carregamento				Descarregamento		
Estágio	Carga	Recalque	(%) Recalque/Diâmetro	Estágio	Carga	Recalque
1°	500 kN	0,12 mm	0,015	1°	4000 kN	10,71 mm
2°	1000 kN	0,22 mm	0,0275	2°	3000 kN	9,69 mm
3°	1500 kN	0,44 mm	0,0550	3°	2000 kN	8,74 mm
4°	2000 kN	0,74 mm	0,0925	4°	1000 kN	7,99 mm
5°	2500 kN	1,12 mm	0,14	5°	0000 kN	7,44 mm
6°	3000 kN	1,56 mm	0,195	-	-	-
7°	3500 kN	2,22 mm	0,2775	-	-	-
8°	4000 kN	3,22 mm	0,4025	-	-	-
9°	4500 kN	4,70 mm	0,5875	-	-	-
10°	5000 kN	10,80 mm	1,35	-	-	-

Fonte: O autor, 2017.

Figura 119 – Curva carga x recalque estaca ensaiada



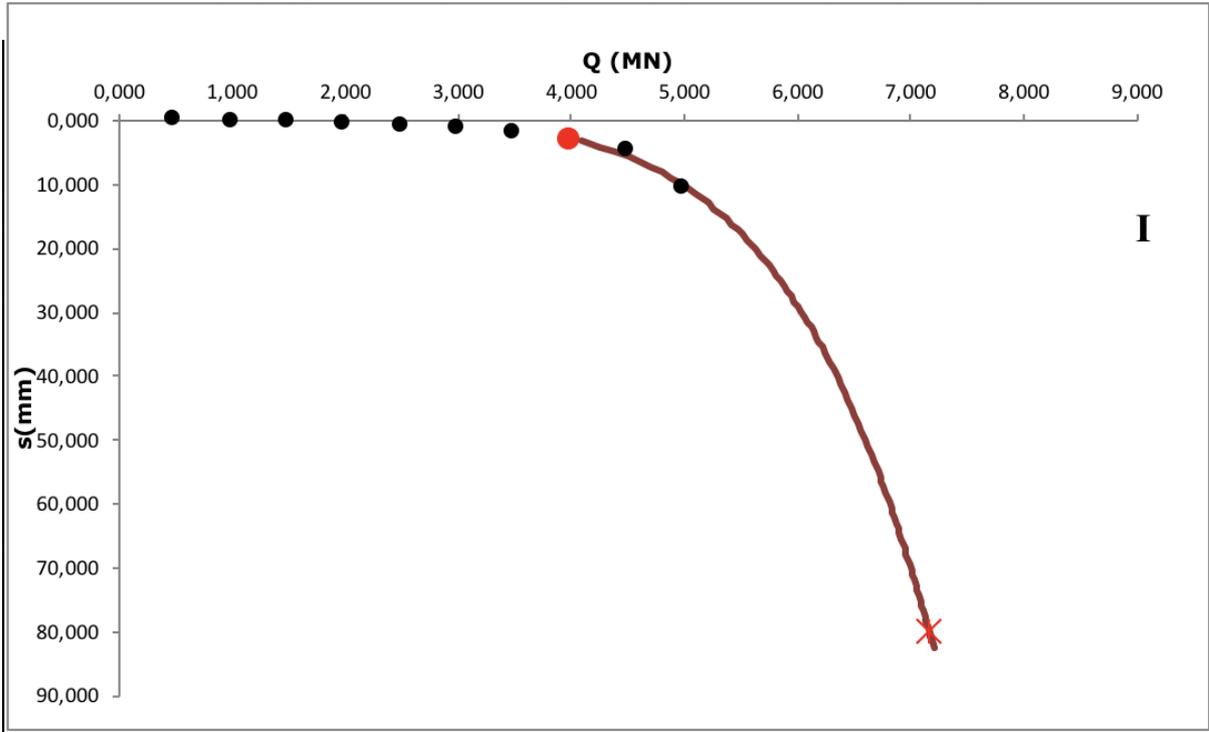
Fonte: O autor, 2017.

Durante o ensaio, não se atingiu a ruptura. Quando a ruptura não é definida, seja pela interrupção da prova de carga por motivos de custo, prazo, sistema de reação insuficiente ou precaução para não danificar o elemento estrutural ensaiado, recomenda-se extrapolar a curva carga x recalque (ALONSO, 1991; PRESA & POUSADA, 2004). Em razão disso, através dos métodos de extrapolação de Décourt (2008), Chin (1996), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), extrapola-se a curva carga x recalque.

Porém, Niyama *et al* (1996) adverte que o ideal é levar a prova de carga à ruptura ou à ocorrência de grandes recalques. As figuras 120 a 126 mostram a extrapolação da curva carga x recalque, bem como a carga de ruptura estimada por cada um dos métodos.

5.1.1 Método de Décourt (1996)

Figura 120 – Curva carga x recalque ajustada (Décourt)



Pelo resultado acima, a carga estimada de ruptura é igual a 7165 kN

5.1.2 Método de Chin (1976)

Figura 121 – Curva carga x recalque ajustada (Chin)

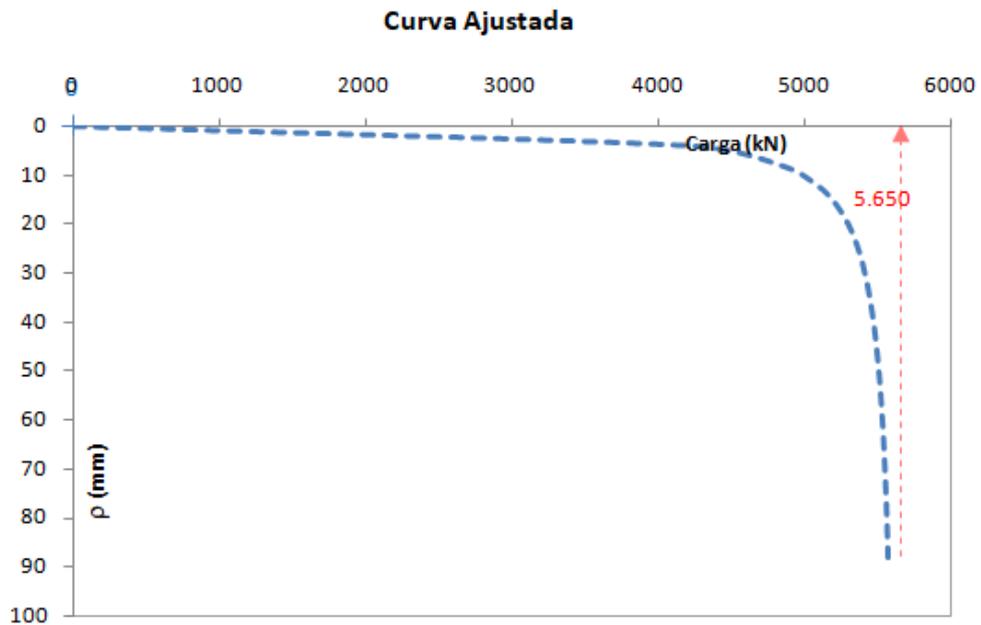
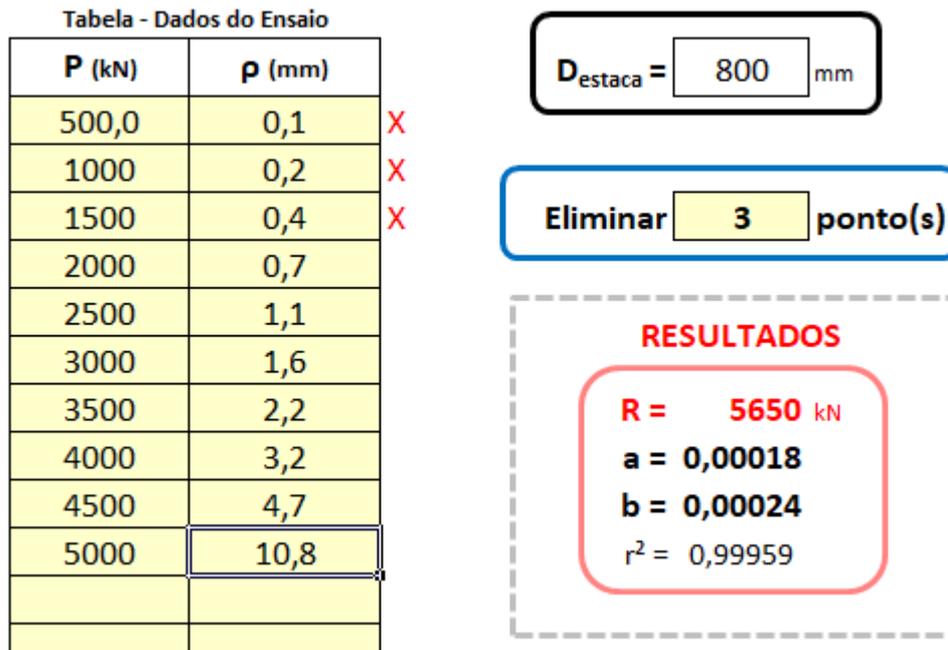


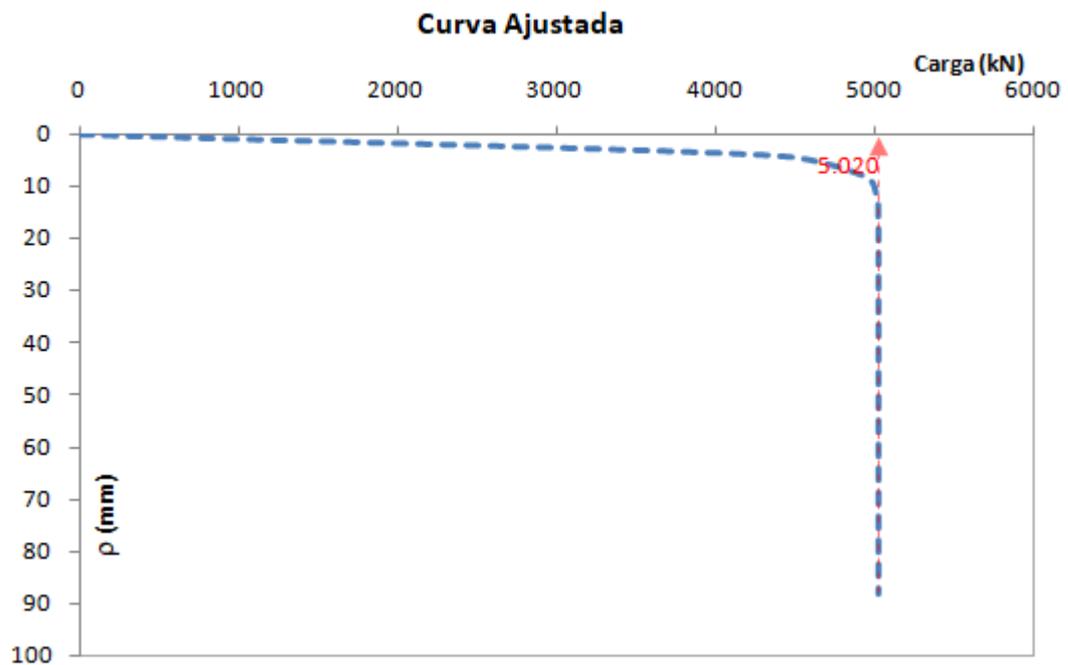
Figura 122 – Carga estimada de ruptura (Chin)



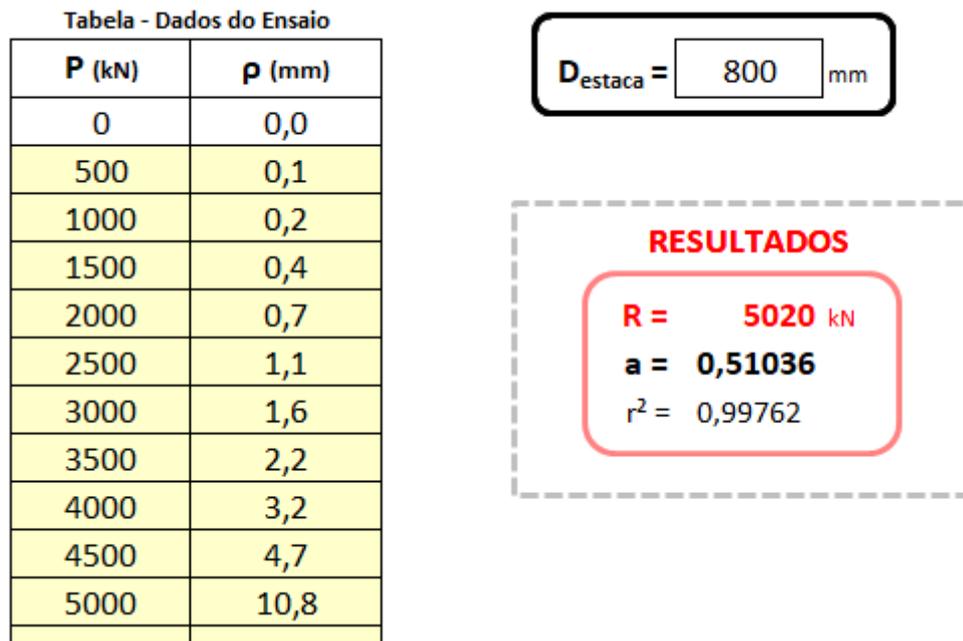
Pelos resultados acima, a carga estimada de ruptura é igual a 5650 kN.

### 5.1.3 Método de Van der Veen (1953)

Figura 123 – Curva carga x recalque ajustada (Van der Veen)



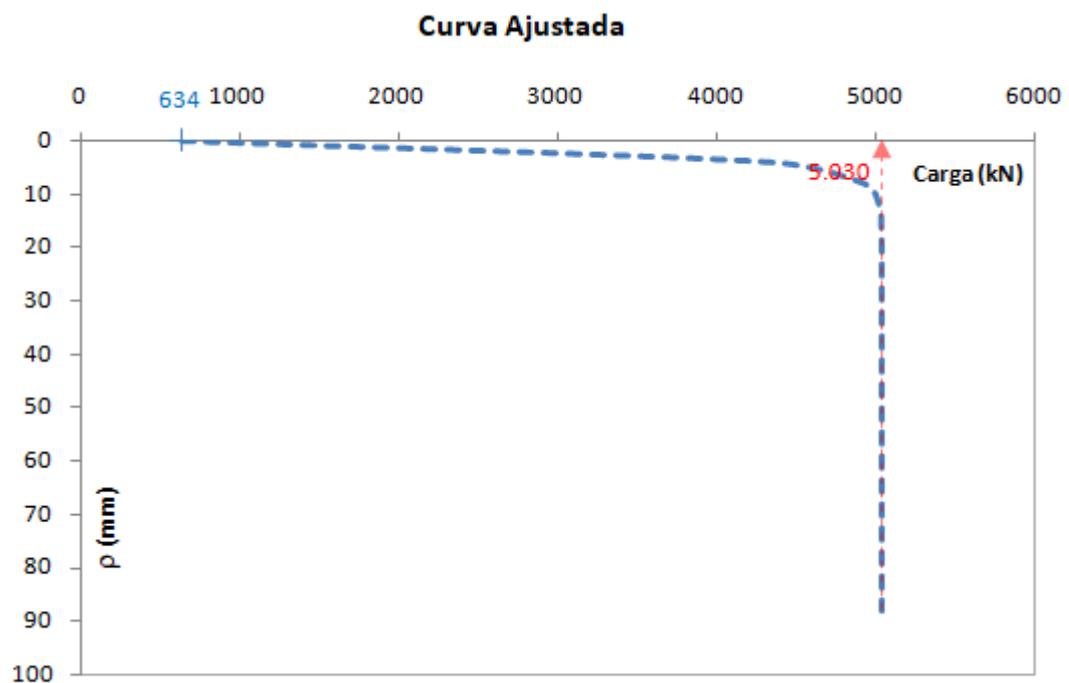
**Figura 124** – Carga estimada de ruptura (Van der Veen)

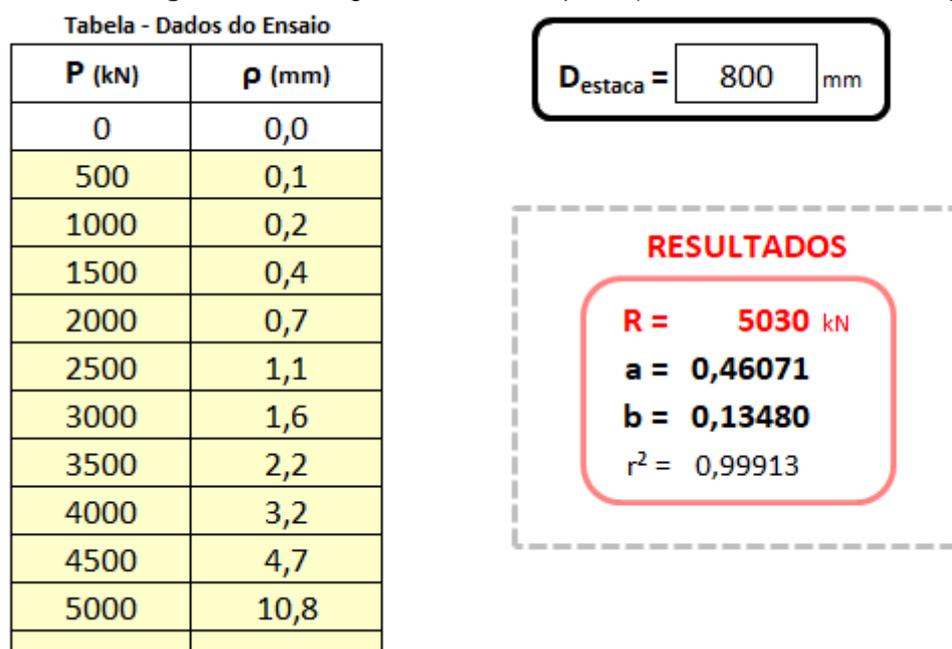


Pelos resultados acima, a carga estimada de ruptura é igual a 5020 kN

#### 5.1.4 Método de Van der Veen modificado por Aoki (1976)

**Figura 125** – Curva carga x recalque ajustada (Van der Veen modificado por Aoki)



**Figura 126** – Carga estimada de ruptura (Van der Veen modificado por Aoki)

Pelos resultados acima, a carga estimada de ruptura é igual a 5030 kN

A tabela 30 resume os valores estimados da carga de ruptura a partir da extrapolação da curva carga x recalque.

**Tabela 30** – Resumo dos valores da carga de ruptura estimados por extrapolação

MÉTODO	CARGA DE RUPTURA (kN)
Décourt	7165
Chin	5650
Van der Veen	5020
Van der Veen modificado por Aoki	5030

Fonte: O autor, 2017.

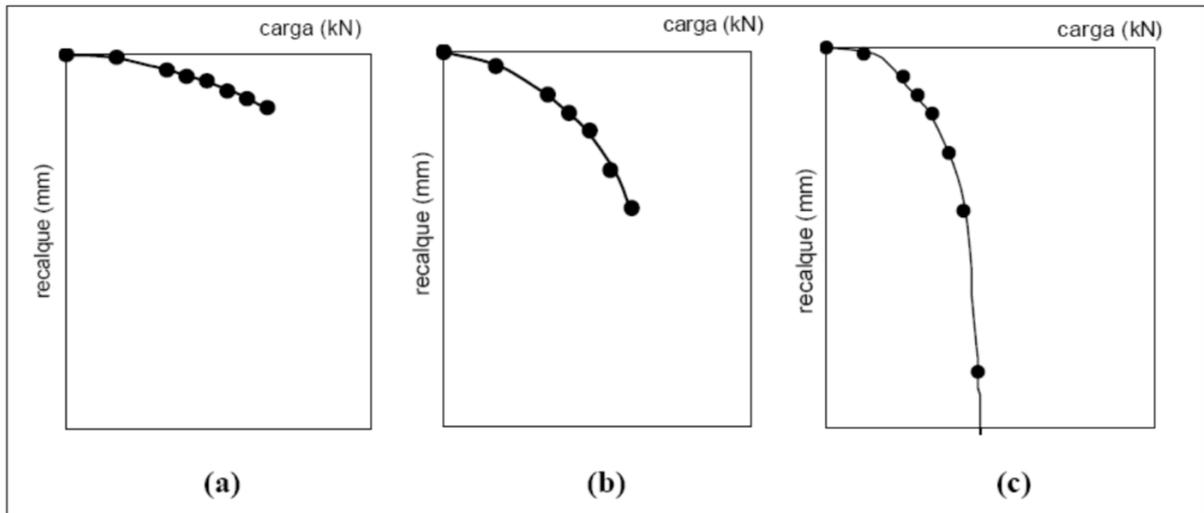
Os métodos de Chin, Van der Veen e Van der Veen modificado por Aoki, para pouco deslocamento, não se mostraram adequados para estimativa da carga de ruptura, por extrapolação. Magalhães (2005) apresenta três alternativas de curva carga x recalque na figura 127, em que:

\* Prova de carga interrompida no trecho elástico (figura 127a): muito difícil a determinação da carga última;

\* Prova de carga interrompida no início da plastificação do sistema solo-estaca (figura 127b): é possível prever a carga última através de métodos de extrapolação;

\* Prova de carga com grandes deformações para pequenos incrementos de carga (figura 127c): a carga última é evidente, não necessitando de métodos de extrapolação.

**Figura 127** – Alternativas da curva carga x recalque em provas de carga



Fonte: MAGALHÃES (2005)

Diante do exposto, os métodos de extrapolação não foram bons para o nível de carregamento aplicado e para o nível de recalque atingido. Com exceção de Décourt (2008), os métodos de extrapolação estimaram uma carga última muito baixa, onde se sabe que a estaca ainda possuía uma boa reserva de capacidade de carga, pois no ensaio o valor do recalque foi muito baixo (1,35% do diâmetro). Para estar próxima da carga de ruptura, os deslocamentos deveriam ser muito maiores, pelo menos acima do valor de 10% do diâmetro, ou seja, acima de 8 cm.

## 5.2 GRÁFICO CARGA X DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (TOPO DA ESTACA)

Para a determinação do módulo de elasticidade da estaca, faz-se o uso da lei de Hooke. A lei de Hooke é uma lei da física relacionada à elasticidade dos corpos, e serve para calcular a deformação causada pela força que é exercida sobre um corpo. Estas deformações podem ser de diversos tipos: compressão, tração, flexão, torção, etc. No caso em particular desta pesquisa, a estaca está submetida à força de compressão. Tais deformações podem ser elásticas ou plásticas:

- As deformações elásticas desaparecem quando a força que as originaram são retiradas;
- As deformações plásticas permanecem mesmo após a retirada das forças que as originaram.

A lei de Hooke é dada pela equação 5.1:

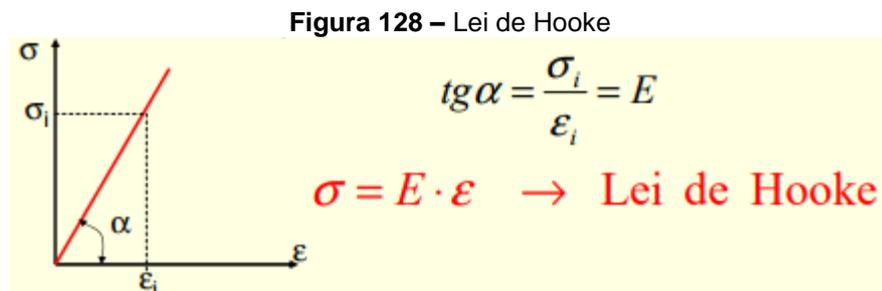
$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (54)$$

Onde:

$\sigma$  - Tensão ( $\sigma = F/A$ );

$\varepsilon$  - Deformação específica ( $\varepsilon = \Delta L/L$ ), adimensional;

$E$  - Módulo de elasticidade ou módulo de Young.



Sendo  $\sigma = F/A$ , a equação 54 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\varepsilon = \frac{F}{E \cdot A} \quad (55)$$

Através da Lei de Hooke, pode-se traçar uma reta, força x deformação, onde a inclinação desta reta é igual ao produto  $E \cdot A$ . Tendo-se a área da estaca, consegue-se determinar o módulo de elasticidade.

Também com o produto  $E \cdot A$ , pode-se calcular a carga transmitida à ponta da estaca em cada carregamento aplicado. O produto  $E \cdot A$  é também chamado de rigidez axial da estaca.

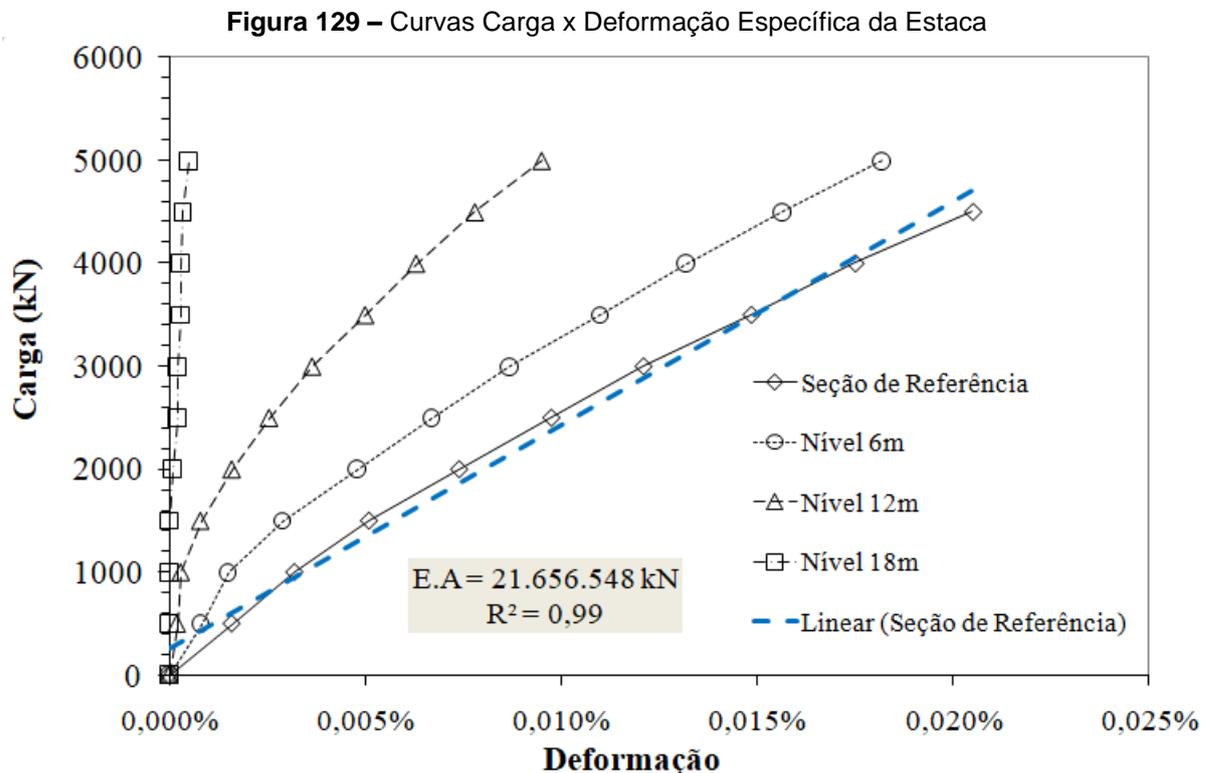
Com incrementos de carga conhecidos aplicados na estaca e da consequente leitura de deformações na instrumentação instalada na seção de referência da estaca,

constrói-se a curva tensão x deformação, onde a inclinação da reta é o módulo de elasticidade. O produto  $E.A$  é de suma importância para calcular as cargas nos demais níveis instrumentados. O valor do produto  $E.A$  para a estaca desta pesquisa foi de 21.656.548 kN.

A figura 129 mostra todas as curvas carga x deformação em cada nível instrumentado. Para a determinação do produto  $E.A$  tomou-se a seção de referência. A seção de referência encontra-se logo abaixo do bloco de coroamento, e não tem contato com o solo.

Verifica-se que para a carga de ensaio (5000 kN) a estaca atingiu um recalque igual a 10,80 mm, ou seja, 1,35% do seu diâmetro. Como o ensaio não levou a estaca à ruptura, tentou-se, por extrapolação, estimar a carga de ruptura. Contudo, conforme dito anteriormente, os métodos de extrapolação não se mostraram adequados para este valor de carregamento.

Na tabela 31 encontram-se indicados os valores da carga no topo, nos níveis instrumentados e na ponta. Nota-se que, para a carga do ensaio, o percentual de carga que chegou a ponta foi muito baixo, com valor igual a 2,94%, confirmando que as estacas escavadas são estacas de atrito.



Fonte: O autor, 2018

**Tabela 31** - Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados.

CARGA NO TOPO (kN)	CARGA NO NÍVEL INSTRUMENTADO (kN)					% DE PONTA
	0,50 m	6,0 m	12,0 m	18,0 m		
0	0	0	0	0	0	0
500	463	234	59	0	0	0
1000	907	435	88	0	0	0
1500	1409	825	234	0	0	0
2000	1981	1332	463	29	1,45	
2500	2525	1811	729	59	2,36	
3000	3028	2287	1028	59	1,97	
3500	3564	2798	1383	88	2,51	
4000	4027	3249	1712	88	2,20	
4500	4489	3709	2077	103	2,29	
5000	4949	4141	2469	147	2,94	

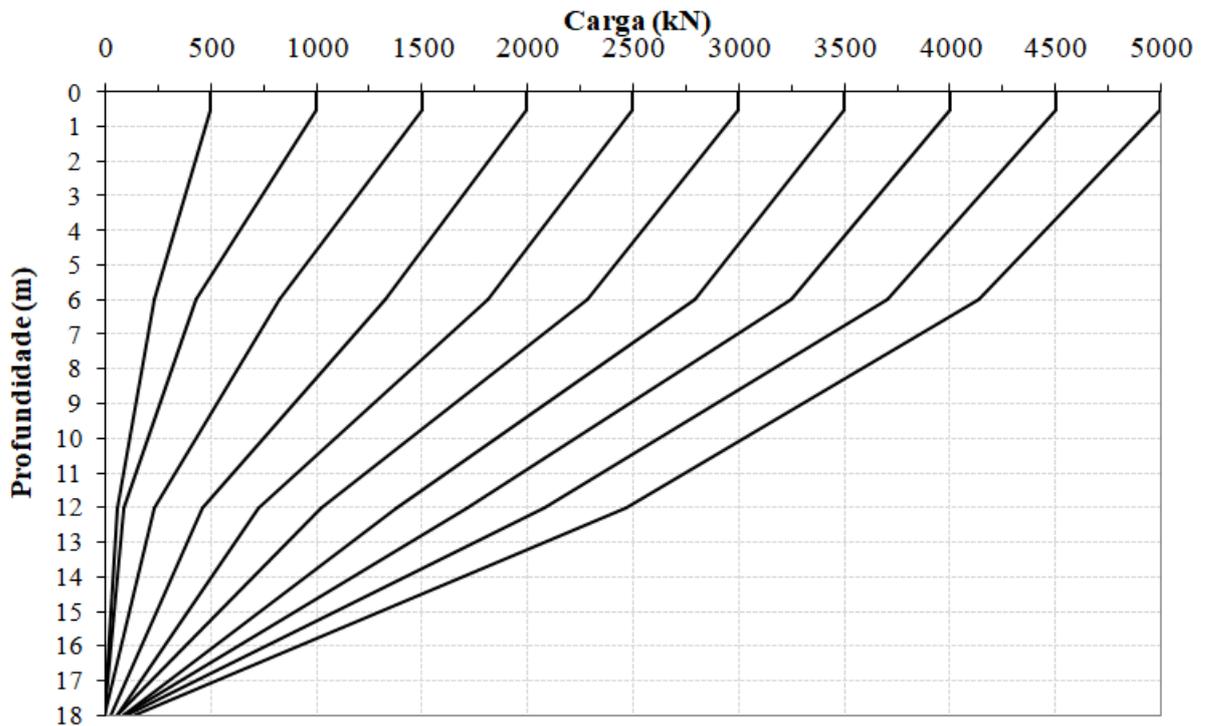
Fonte: O autor, 2017.

A escolha dos níveis instrumentados ocorreu da seguinte forma: colocou-se um *strain gage* na seção de referência, que fica logo abaixo do bloco de coroamento e acima do nível do solo. Com ele pode-se calcular o módulo de elasticidade da estaca. Colocou-se um *strain gage* na ponta da estaca, para verificar se chegava alguma carga na ponta. Os outros dois foram locados dividindo-se a estaca em partes iguais.

Observando-se a tabela 31, percebe-se que não há mobilização da ponta para os três primeiros estágios de carregamento. A mobilização da ponta vai crescendo lentamente durante o processo de incremento de carga, atingindo um percentual máximo de 2,94% do carregamento ensaiado. Assim sendo, verifica-se que a maior parte da carga aplicada no topo da estaca foi absorvida por atrito lateral, mesmo nos estágios de carregamento mais elevados.

Na figura 130 está representada graficamente a transferência de carga ao longo da profundidade.

**Figura 130** – Gráfico de transferência de carga ao longo da profundidade



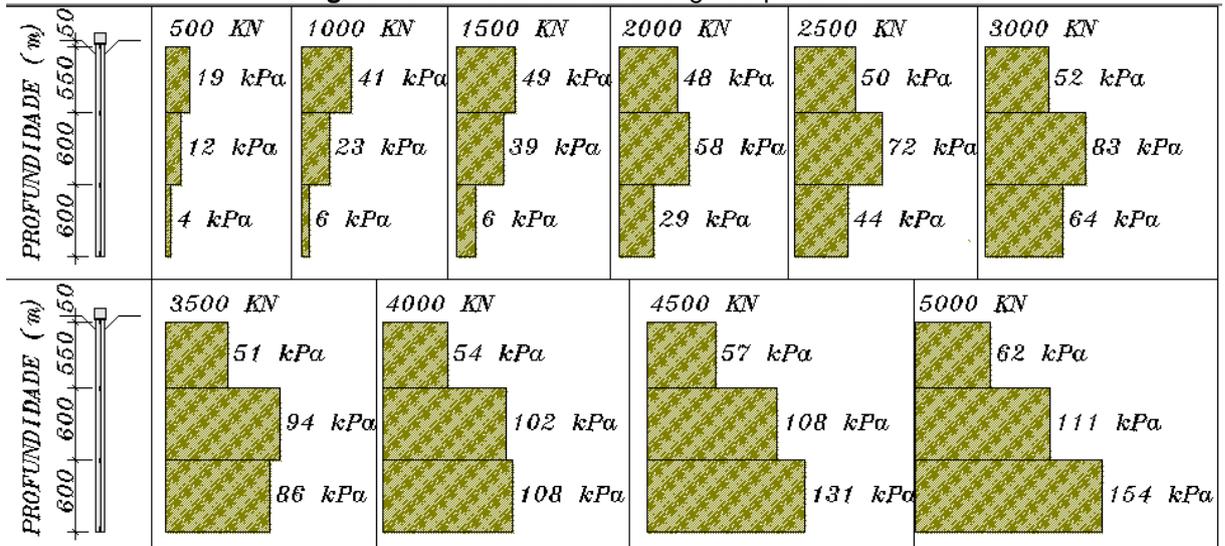
Fonte: O autor, 2017.

O gráfico apresentado na figura 130, mostra a carga medida no interior da estaca em qualquer profundidade. Verifica-se que quanto maior a profundidade analisada para qualquer estágio de carregamento no topo, menor é o valor medido e a curva tende ao eixo das ordenadas. Isso se deve ao fato que a carga vai sendo absorvida pelo solo adjacente, por atrito.

Nos estágios de carregamento mais elevado, observa-se que as retas possuem uma tendência a ficarem paralelas, indicando que a absorção pelo atrito lateral chegou ao seu limite, passando a mobilizar a ponta.

Com os dados da tabela 31, construiu-se os diagramas de atrito lateral unitário ao longo da profundidade, em função de cada carregamento aplicado durante a prova de carga. A figura 131 apresenta o gráfico de distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade.

**Figura 131** – Atrito lateral ao longo da profundidade



Fonte: O autor, 2017.

Definindo-se:

- Trecho 01 – Compreendido entre a cota – 0,50 m e a cota – 6,0 m;
- Trecho 02 – Compreendido entre a cota – 6,0 m e a cota – 12,0 m;
- Trecho 03 – Compreendido entre a cota – 12,0 m e a cota – 18,0 m.

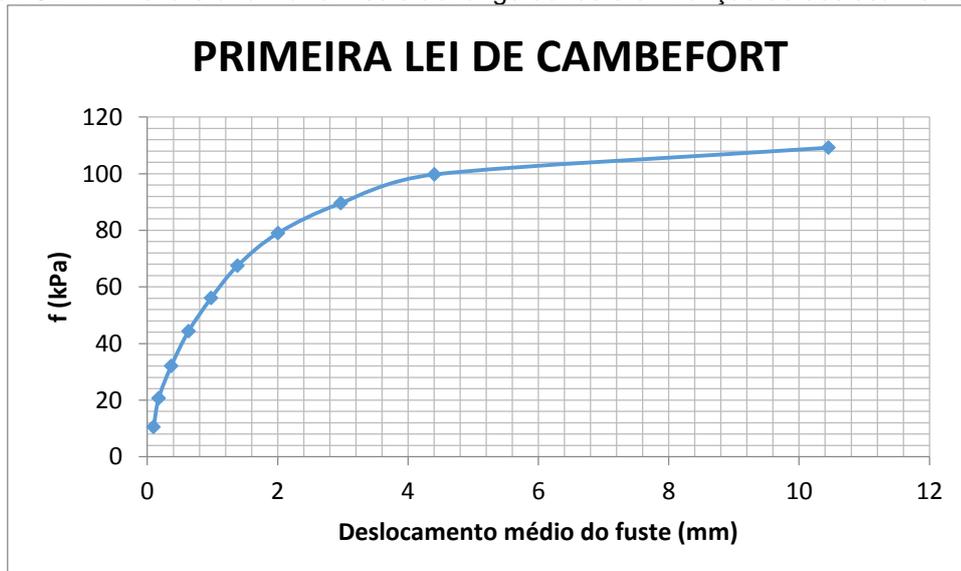
Ao observar a figura 131, nota-se que nos primeiros incrementos de carga de topo nas estacas, o atrito lateral unitário no trecho 01 é claramente superior em relação aos trechos 02 e 03. A partir do quarto incremento de carga, o atrito lateral unitário no trecho 02 ultrapassa o trecho 01. No sétimo incremento de carga ocorre quase uma igualdade do atrito lateral unitário dos trechos 02 e 03, e a partir daí até o último incremento de carga, o terceiro trecho supera os demais. A tabela 32 sintetiza os valores do atrito lateral unitário máximo, dados pela figura 131.

**Tabela 32** – Atrito lateral unitário máximo obtido na prova de carga

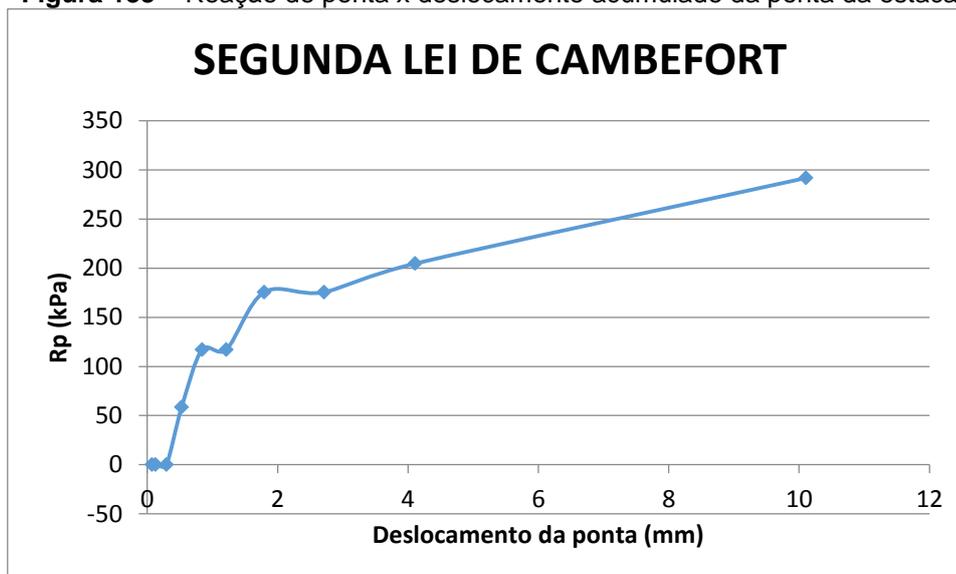
<b>ATRITO LATERAL</b>			
ÁREA LATERAL	ÁREA LATERAL	ÁREA LATERAL	<b>CARGA (kN)</b>
13,82 m <sup>2</sup>	15,08 m <sup>2</sup>	15,08 m <sup>2</sup>	
TRECHO	TRECHO	TRECHO	
0,5 – 6,0 m	6,0 – 12,0 m	12,0 – 18,0 m	
kPa	kPa	kPa	0
19	12	4	500
41	23	6	1000
49	39	16	1500
48	58	29	2000
50	72	44	2500
52	83	64	3000
51	94	86	3500
54	102	108	4000
57	108	131	4500
62	111	154	5000

Fonte: O autor, 2017.

As figuras 132 e 133 apresentam os gráficos obtidos para as Leis ou Relações de Cambefort. Tais relações expressam o atrito lateral unitário em função dos deslocamentos ao longo do fuste da estaca e a reação da ponta em função do deslocamento da ponta.

**Figura 132** – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 133** – Reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta da estaca

Fonte: O autor, 2017.

Na figura 132, onde é expressa a primeira relação de Cambefort, pode-se observar que o deslocamento, no momento em que o atrito lateral unitário médio está iniciando a saturação, foi de 4,4 mm. Também é possível verificar que o atrito lateral unitário médio, no momento em que o carregamento do ensaio chega ao seu máximo valor, já está próximo de seu valor máximo, pois o gráfico segue de forma acentuada para ficar horizontal.

Na figura 133, verifica-se que não houve esgotamento da reação de ponta, visto que o gráfico mostra um crescimento contínuo, e da mesma forma pode-se afirmar que ainda há uma boa reserva de carga, pois para o nível de carregamento ao qual a estaca foi submetida, não se percebe que a curva esteja próxima de um ponto de inflexão.

Deste modo, percebe-se que foram necessários pequenos deslocamentos para a plena mobilização do atrito lateral, com  $f_{MÁX}$  igual a 110 kPa, enquanto o deslocamento da ponta da estaca era incipiente e ainda se processava. Quando da saturação do atrito lateral ao longo do fuste, a ponta da estaca desenvolvia apenas uma fração de sua reação máxima.

### 5.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA À ESTACA TESTE

Apresentam-se a seguir os resultados de carga de ruptura obtidos através da utilização de métodos semiempíricos. Os métodos utilizados foram: Pedro Paulo Costa Velloso, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Alberto Henriques Teixeira e Urbano Rodrigues Alonso. Para todos estes métodos, utilizou-se apenas ensaios do tipo sondagem SPT. Tentou-se, porém, sem êxito, realizar mais dois ensaios para esta pesquisa: ensaios do tipo CPT e SPT-T, devido à dificuldade de se realizar ensaios desta natureza no nordeste brasileiro, principalmente na cidade de João Pessoa.

**Tabela 33** – Previsão da capacidade de carga método P P Costa Velloso

MÉTODO	ENSAIO	EQUAÇÃO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
PEDRO PAULO VELLOSO	SPT	2.25	SPT 01	2894,0	1776,0	4670,0	38,00
			SPT 02	2481,0	1721,0	4203,0	40,94
			SPT 03	3061,0	1755,0	4816,0	36,44
			SPT 04	2885,0	1593,0	4479,0	35,57
			SPT MÉDIO	2665,0	1436,0	4101,0	35,02

Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 34** – Previsão da capacidade de carga método Aoki-Velloso

MÉTODO	ENSAIO	EQUAÇÃO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
AOKI-VELLOSO	SPT	2.19	SPT 01	1078,0	1541,0	2619,0	58,84
			SPT 02	924,0	1541,0	2465,0	62,52
			SPT 03	1140,0	1541,0	2681,0	57,48
			SPT 04	1074,0	2346,0	3420,0	68,60
			SPT MÉDIO	993,0	2346,0	3338,0	70,28

Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 35** – Previsão da capacidade de carga método Décourt-Quaresma

MÉTODO	ENSAIO	EQUAÇÃO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
DÉCOURT-QUARESMA	SPT	2.24	SPT 01	2364,0	3016,0	4670,0	64,58
			SPT 02	1989,0	3016,0	5005,0	60,26
			SPT 03	2387,0	3016,0	5403,0	55,82
			SPT 04	2289,0	2714,0	5003,0	54,25
			SPT MÉDIO	2064,0	2513,0	4577,0	54,90

Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 36** – Previsão da capacidade de carga método Alberto Henrique Teixeira

MÉTODO	ENSAIO	EQUAÇÃO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
ALBERTO TEIXEIRA	SPT	2.29	SPT 01	3307,0	2212,0	5519,0	40,08
			SPT 02	2855,0	2166,0	5021,0	43,14
			SPT 03	3498,0	2193,0	5692,0	38,53
			SPT 04	3297,0	2367,0	5664,0	41,79
			SPT MÉDIO	3046,0	2090,0	5136,0	40,69

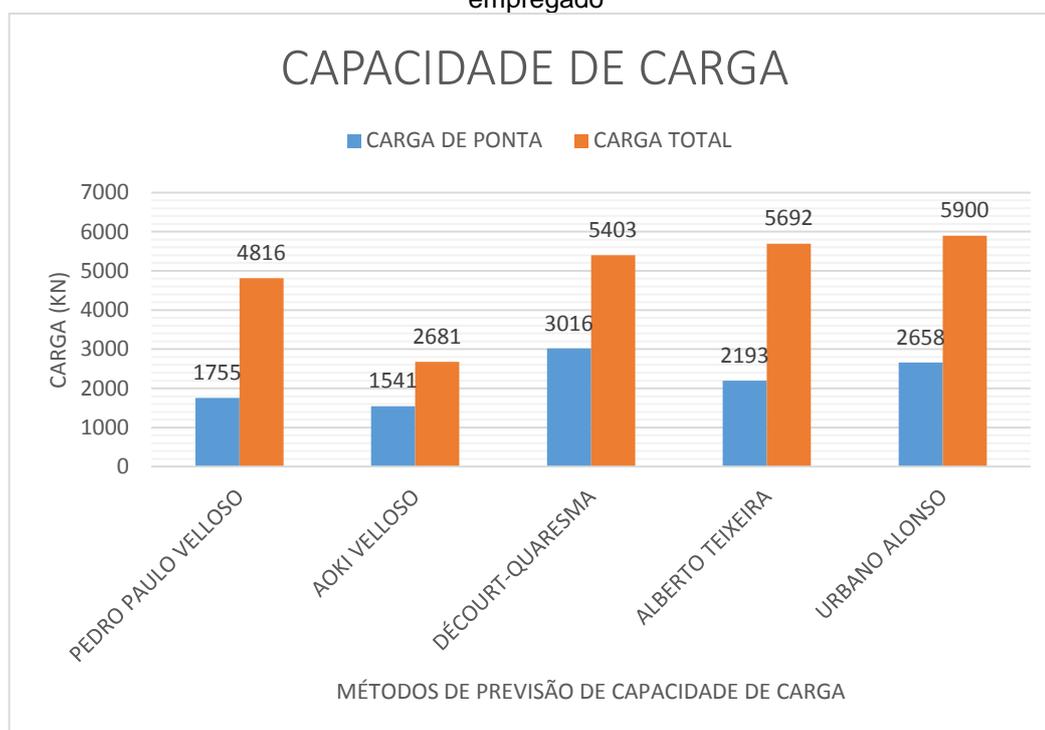
Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 37** – Previsão da capacidade de carga método Urbano Rodrigues Alonso

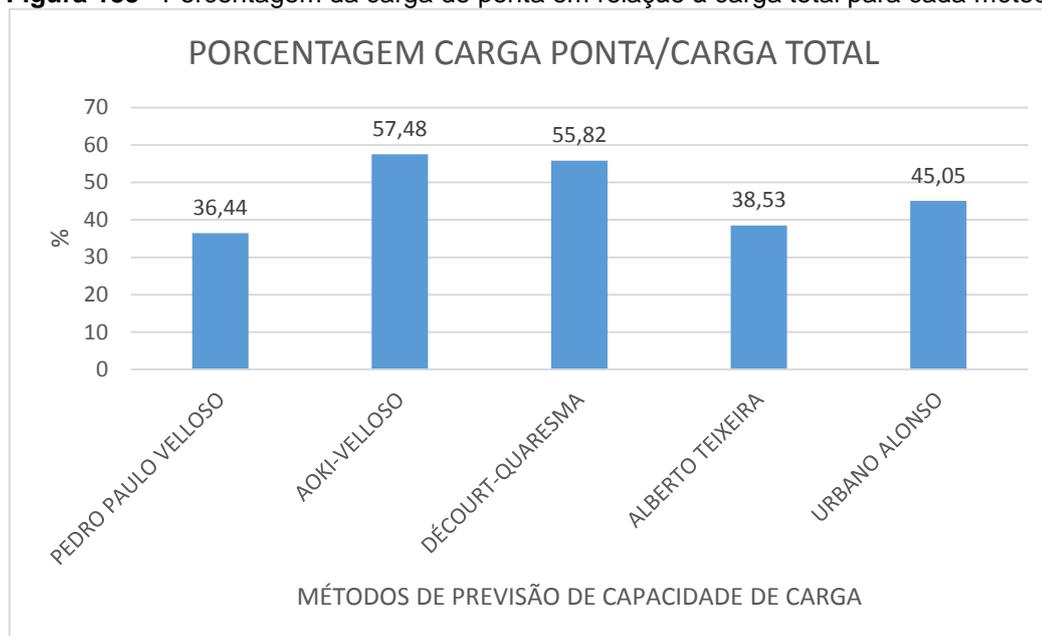
MÉTODO	ENSAIO	EQUAÇÃO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
URBANO ALONSO	SPT	2.30	SPT 01	3065,0	2689,0	5755,0	46,72
			SPT 02	2627,0	2608,0	5235,0	49,82
			SPT 03	3242,0	2658,0	5900,0	45,05
			SPT 04	3056,0	2161,0	5217,0	41,42
			SPT MÉDIO	2823,0	1923,0	4746,0	40,52

Fonte: O autor, 2017.

Para fins comparativos, tomou-se o ensaio de sondagem SPT 03, por ser o mais próximo da estaca ensaiada (valores destacados em verde). No histograma da figura 134, é ilustrado de maneira mais clara os resultados de capacidade de carga extraídos das tabelas 33, 34, 35, 36 e 37.

**Figura 134** – Valores da carga de ruptura em função do ensaio SPT e método de previsão empregado

Fonte: O autor, 2017.

**Figura 135**– Porcentagem da carga de ponta em relação à carga total para cada método

Fonte: O autor, 2017.

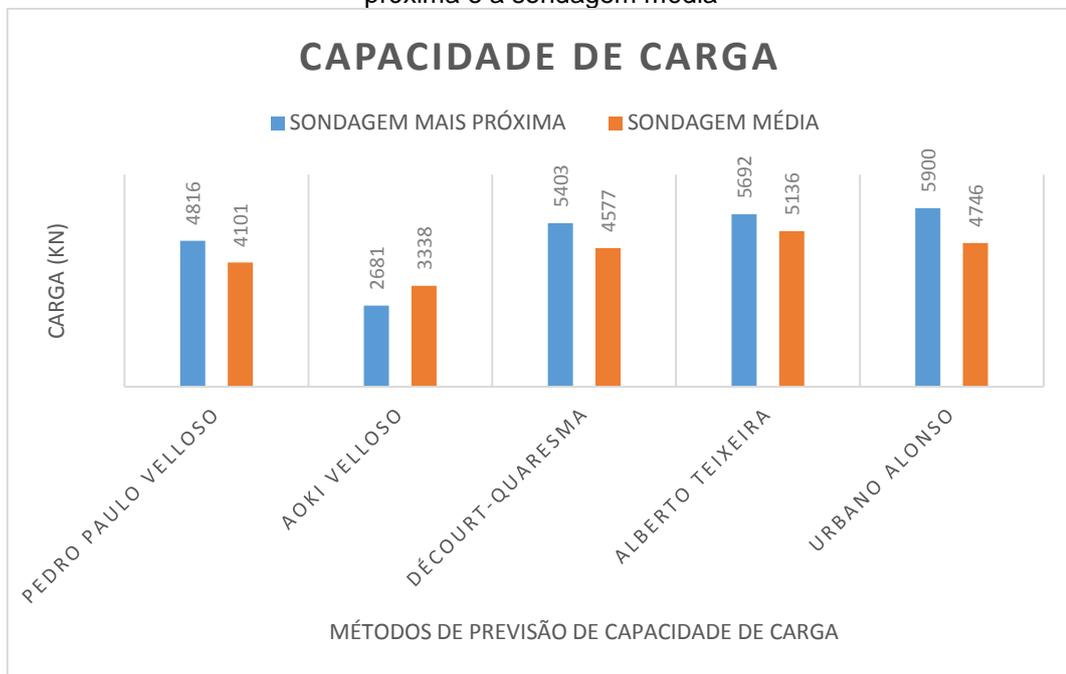
Analisando-se a tabela 31, verifica-se que a carga aplicada na prova de carga ficou, quase em sua totalidade, no atrito lateral. Pode-se afirmar que a estaca ainda possuía uma boa reserva de capacidade de carga, pois a mobilização da ponta ainda estava em fase bem inicial. O recalque atingido foi de apenas 1,35% do diâmetro da estaca. Assim, nota-se claramente que os métodos de previsão de capacidade de carga avaliados subestimam a capacidade de carga das estacas, principalmente o atrito lateral. O método que ficou mais distante foi o de Aoki-Velloso, e o que mais se aproximou foi o método de Urbano Alonso.

Os métodos de extrapolação de Van Der Veen (1953), Chin (1976), Van Der Veen modificado por Aoki (1976) não se mostraram adequados para a curva carga x recalque desta pesquisa. Por tais métodos, a carga de ruptura estava bastante próxima de ser atingida, o que não é verdade pelo explicado anteriormente. Contudo, a extrapolação pelo método de Décourt indicou uma carga de ruptura igual a 7165 kN. Tal valor é mais compatível, pois a saturação do atrito lateral aconteceu, como será verificado a seguir neste trabalho, com a carga acima de 5000 kN.

Comparando-se a maneira de estimar a capacidade de carga, ora utilizando-se a sondagem mais próxima da estaca em questão, ora utilizando-se uma sondagem média do campo, percebe-se, para o caso específico desta obra, que a diferença de resultados entre a média dos métodos destes dois procedimentos ultrapassou 20%

(tabelas 33, 34, 35, 36, 37). Em média, a diferença de valores ficou em 12% (ver tabela 38). Portanto, para este trabalho, será utilizado, quando da comparação das estimativas pelos dados métodos com os resultados reais de capacidade de carga, o procedimento para estimativa de capacidade de carga utilizando-se a sondagem mais próxima. Um estudo mais profundo sobre a utilização de sondagem média, bem como o número ideal de sondagens para um projeto de fundações mais otimizado, pode ser encontrado em NOGUEIRA *et al.* (2003). A figura 136 mostra as diferenças entre as cargas de ruptura, para cada método estudado, calculadas pela sondagem mais próxima e pela sondagem média.

**Figura 136** – Valores da carga de ruptura em função do método de previsão com a sondagem mais próxima e a sondagem média



Fonte: O autor, 2017.

**Tabela 38** – Relação entre capacidades de carga por sondagem mais próxima e sondagem média

ESTACA	Q ruptura (1)*	Q ruptura (2)*	Q ruptura (1)/ Q ruptura (2)
TESTE	4898	4380	1,12

\*Q ruptura (1): Q ruptura médio calculado pela sondagem mais próxima

\*Q ruptura (2): Q ruptura médio calculado pela sondagem média

Fonte: O autor, 2017.

#### 5.4 ANÁLISE DA CARA DE RUPTURA DA PROVA DE CARGA E RELAÇÃO AO ESTIMADO EMPIRICAMENTE

Apresenta-se na tabela 39 a complementação dos resultados dos métodos semiempíricos (tabelas 33 a 37) com os dados obtidos nas provas de carga (tabela 5.3). Não houve a ruptura, a carga total da prova de carga utilizada na tabela 39 foi àquela obtida através da extrapolação da curva carga x recalque, através do método de Décourt.

**Tabela 39** – Comparação entre os resultados obtidos pela prova de carga instrumentada e pelos métodos semiempíricos de capacidade de carga.

	MÉTODO				
	P.P.Velloso	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Alberto Teixeira	Urbano Alonso
Q <sub>L</sub> (kN)	3061	1140	2387	3498	3242
Q <sub>P</sub> (kN)	1755	1541	3016	2193	2658
Q <sub>T</sub> (kN)	4816	2681	5403	5692	5900
Q <sub>L</sub> /Q <sub>L</sub> (PC)	0,52	0,19	0,40	0,59	0,55
Q <sub>T</sub> /Q <sub>T</sub> (PC)	0,67	0,37	0,75	0,79	0,82
Q <sub>L</sub> (PC) (kN)	4853				
Q <sub>P</sub> (PC) (kN)	NÃO FOI PLENAMENTE MOBILIZADA				
Q <sub>T</sub> (PC) (kN)	7165				

Fonte: O autor, 2017.

Nota-se que os resultados que mais se aproximaram dos resultados da prova de carga foram os dos métodos Décourt e Quaresma, Alberto Teixeira e Urbano Alonso.

Alguns comentários em relação à aplicabilidade dos métodos semiempíricos apresentados na tabela 39 à estaca ensaiada nesta pesquisa, após os ensaios de comprovação da capacidade de carga, tornam-se pertinentes:

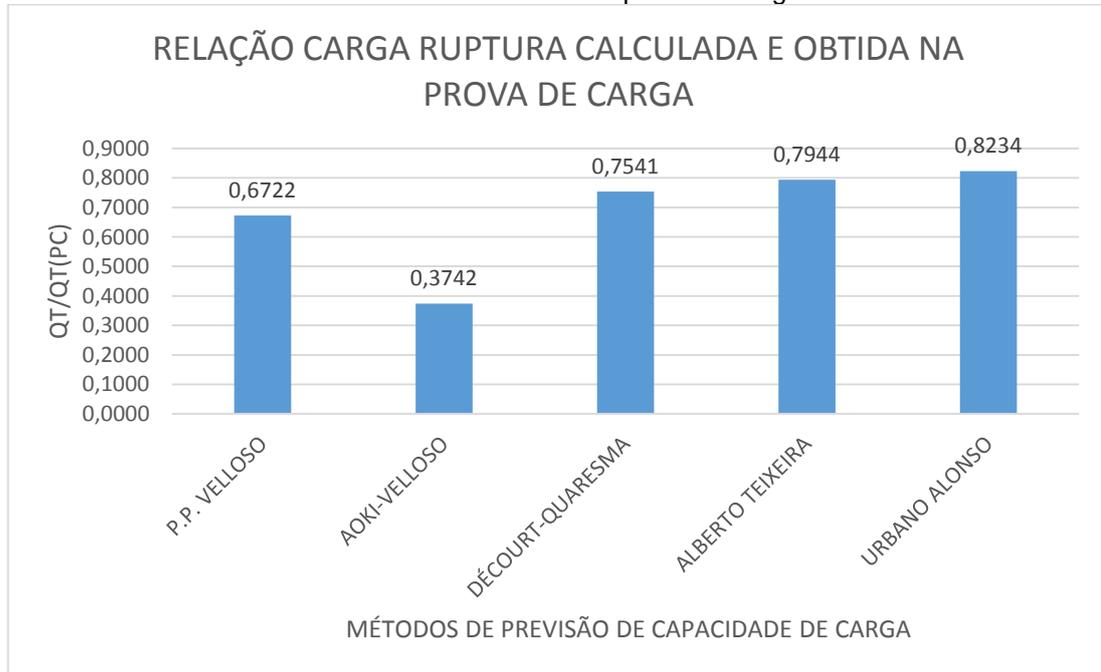
- ✓ O método de Aoki & Velloso mostrou-se conservador em relação à carga de ruptura, estimando valores da ordem de 37% do valor estimado no ensaio, com a extrapolação da curva carga x recalque pelo método Décourt & Quaresma.
- ✓ O método de Décourt & Quaresma apresenta uma carga de ruptura mais próxima da carga real, porém possui valores para atrito lateral em torno de 40% menores que o encontrado no ensaio. Para solos com características lateríticas

da formação barreiras, o valor do fator  $\beta$  mais adequado para estacas escavadas seria igual a 2,50. Isso considerando-se a carga de saturação igual a 5900 kN, obtida pelo método da Rigidez. Para o cálculo da capacidade de carga pelo método, utilizou-se o fator  $\beta$  igual a 0,65. Ressalte-se que o coeficiente  $\beta$  proposto no método para estacas escavadas é apenas orientativo diante do reduzido número de dados disponíveis. Como o método foi elaborado com base em provas de carga, para análise da carga de ruptura é adequado.

- ✓ O método de Teixeira, assim como o de Urbano Alonso, apresentaram carga de ruptura próxima ao valor obtido através da extrapolação da curva carga x recalque pelo método Décourt & Quaresma. Assim, os métodos mostraram-se adequados para análise da carga de ruptura.

A figura 137 ilustra, de forma gráfica, a relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos e a carga de ruptura obtida da extrapolação da curva carga x recalque.

**Figura 137** – Relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos baseados no SPT e a obtida na prova de carga



Fonte: O autor, 2017.

## 5.5 FUNDAÇÕES EM SOLOS NÃO SATURADOS

Apesar de não ter sido objeto de estudo desta pesquisa, é importante salientar a importância da sucção na capacidade de carga de estacas em solos não saturados. Assim, neste item, decidiu-se abordar, mesmo que a título informativo e de forma resumida, sobre este tema.

Um grande número de obras de engenharia é construído sobre solos não saturados. Tais solos, algumas vezes são interpretados como sendo problemáticos porque quando sujeitos a variações de grau de saturação eles podem expandir, colapsar e reduzir a resistência. Contudo, a não saturação do solo geralmente aumenta a sua resistência e diminui a sua compressibilidade.

Quando não se considera o efeito da não saturação, aumenta-se o coeficiente de segurança das fundações. Os solos pouco intemperizados, com frequência apresentam argilominerais expansivos. Para o caso de fundações, elas devem ir além da zona ativa do solo. No caso de solos muito intemperizados, por serem geralmente porosos e colapsáveis, deve-se ter o cuidado de avaliar se o período e as condições em que foram realizadas as sondagens, correspondem ao período e condições críticas, ou seja, o solo na condição mais úmida.

No caso deste trabalho, as sondagens foram realizadas no dia 02 de outubro de 2015. Outubro é um mês historicamente de deficiência hídrica e de perda de água do solo, para a cidade de João Pessoa. Nas sondagens, o nível do lençol freático não foi encontrado, ou seja, se ocorresse variação da umidade seria por pluviometria.

A AESA (Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba) possui os dados da precipitação dos dias 01/10/2015 e 10/10/2015, que seguem:

Dia 01/10/2015 – 1,8 mm

Dia 10/10/2015 – 1,6 mm

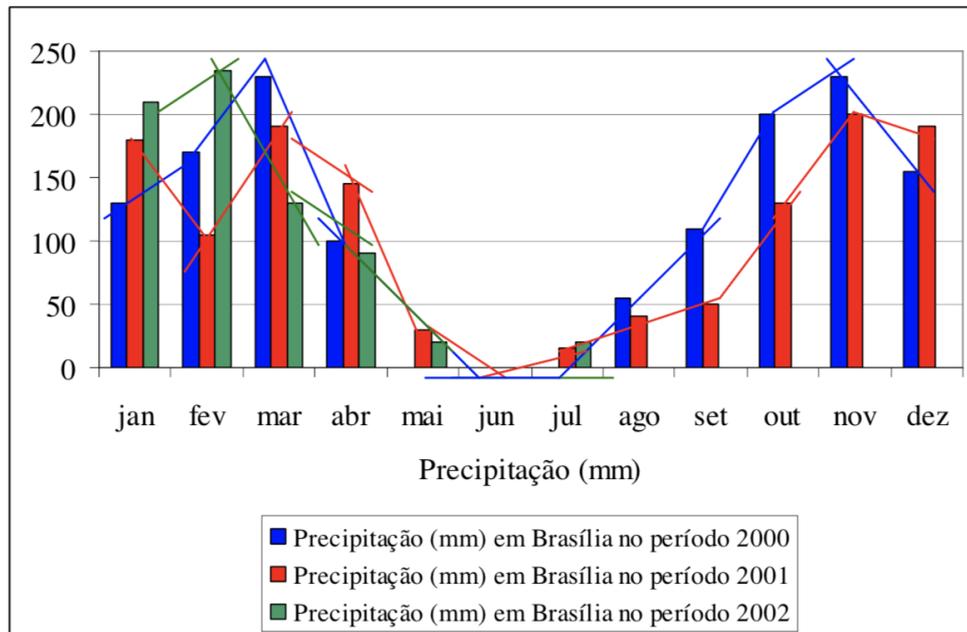
No intervalo entre tais datas não existiam medições. Com base nestes dados, a pluviometria foi baixa neste período, deixando o solo não saturado.

Mascarenha (2003) ensaiou estacas escavadas e verificou a influência da sucção na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsáveis. Foi verificado que a carga de ruptura da estaca tende a crescer linearmente com o aumento da sucção, apresentando um coeficiente de correlação aceitável.

Guimarães (2002) realizou provas de carga nas estacas 01 (fevereiro de 2000), 02 (agosto de 2000), 03 (outubro de 2000), 04 (março 2001) e 05 (junho 2000) objetivando verificar a influência dos perfis de umidade e sucção ao longo do fuste das estacas em sua capacidade de carga. A variação entre os perfis de umidade foi decorrente apenas dos diferentes índices pluviométricos ao longo do ano. A cidade da pesquisa foi Brasília- DF. As capacidades de carga das estacas foram obtidas através de extrapolação da curva carga x recalque pelo método de Van Der Veen. Os resultados são os seguintes:

- As estacas 01 e 03 foram ensaiadas em fevereiro e outubro de 2000, respectivamente, e apresentaram cargas de ruptura estimadas em 270 kN. Os meses de fevereiro e outubro foram de alta precipitação, acima de 200 mm.
- A estaca 02, ensaiada em agosto de 2000, apresentou a maior capacidade de carga: 320 kN. O mês de agosto foi de baixa precipitação, da ordem de 50 mm.
- As estacas 04 e 05 foram ensaiadas nos meses de março e junho, e apresentaram capacidades de carga de 260 kN e de 310 kN respectivamente. O mês de março tem alta precipitação, da ordem de 220 mm. Já o mês de junho possui baixa precipitação, com valores praticamente nulos.

A figura 138 ilustra a precipitação ao longo do ano da cidade de Brasília-DF, utilizado no trabalho de Guimarães (2002).

**Figura 138** – Gráfico de precipitação anual da cidade de Brasília-DF

Fonte: Guimarães (2002)

## 5.6 DADOS PLUVIOMÉTRICOS AO LONGO DOS 30 DIAS ANTERIORES AO ENSAIO

Nesta pesquisa, por se tratar de uma estaca escavada em solo não saturado, o efeito da umidade influencia na resistência do solo. Na figura 139 tem-se a precipitação diária medida ao longo do mês anterior à prova de carga. O mês de fevereiro de 2017 foi um mês de baixa precipitação. Tal dado indica que, na época do ensaio, as condições de umidade do solo estavam semelhantes às condições à época da sondagem. Em ambos os ensaios, baixos índices pluviométricos. Isso significa dizer que, para o cálculo das capacidades de carga da estaca pelos 05 métodos escolhidos, os valores do  $N_{SPT}$  não sofreu alterações devido à variações de umidade.

**Figura 139** – Pluviometria do mês anterior ao ensaio da prova de carga

Fonte: AESA – Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba

## 5.7 MÉTODO DA RIGIDEZ DÉCOURT

O método da rigidez proposto por Décourt (1996), inicialmente para determinação da carga de ruptura em provas de carga, utiliza a rigidez, que é a razão entre a carga aplicada no topo da estaca e seu recalque, como parâmetro para a obtenção dos resultados. Colocando isso em um gráfico, no eixo das abscissas é plotado a carga aplicada, e no eixo das ordenadas na rigidez. A ruptura física ( $R_{ult}$ ) seria igual à razão entre o intercepto no eixo vertical ( $C$ ) e a inclinação ( $m$ ) da projeção da curva.

$$R_{ult} = \frac{C}{m} \quad (56)$$

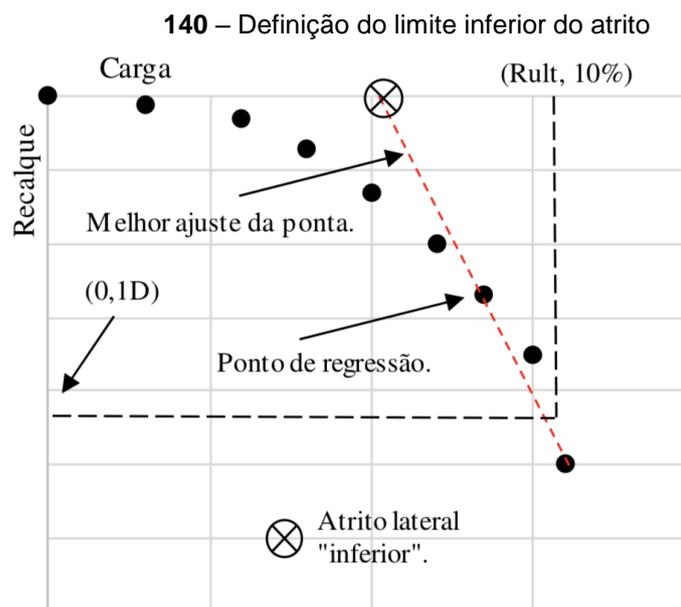
A curva teórica de carga ( $P$ ) x recalque ( $\rho$ ), utilizando estas constantes  $C$  e  $m$  seria:

$$P = C * \frac{\rho}{1 - m * \rho} \quad (57)$$

Em trabalho posterior, Décourt (2008), o autor refina o método, assumindo que os carregamentos conduzidos até grandes deformações possuem dois domínios facilmente identificáveis: domínio da ponta e domínio do atrito lateral. No trecho onde a transferência por ponta é preponderante, a relação entre carga x rigidez é uma curva, tornando-se linear em um gráfico com eixos na escala logarítmica. Já no trecho onde o atrito lateral é dominante, essa relação é, nitidamente, linear.

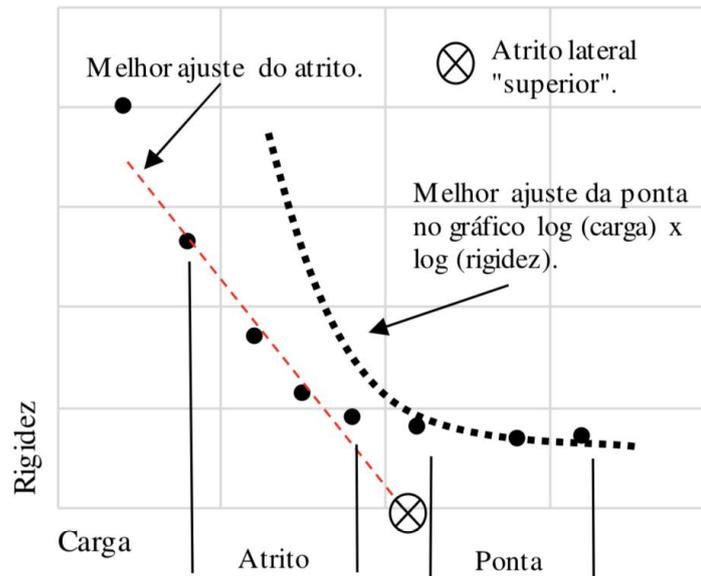
Com base nos domínios de ponta e atrito, o método identifica um intervalo para o atrito lateral na ruptura ( $A_{lr}$ ), com um limite inferior, encontrado pelo domínio da ponta, e outro superior, encontrado pelo domínio do atrito. Sendo o valor adotado para o atrito lateral a média destes dois limites.

No limite inferior (figura 140), inicialmente, colocam-se os pares de valores de carga e rigidez em ordem e são estabelecidas correlações lineares entre  $\log(\text{carga})$  x  $\log(\text{rigidez})$ , começando pelos pontos de carga mais elevada, e determinados os coeficientes de correlação  $R^2$ . Após encontrada a melhor correlação para a ponta, traça-se uma reta ligando os pontos referentes a ponta no gráfico carga x recalque e o limite inferior de atrito é o valor onde esta reta cruza com o eixo das cargas. Melo (2009) *apud* Amann (2012) indica traçar sobre a curva uma reta ligando o ponto de definição da ruptura convencional ( $R_{ult,10\%}$ ) e o último ponto (ponto de maior rigidez) do melhor ajuste do  $\log(\text{carga})$  x  $\log(\text{rigidez})$ .



O limite superior (figura 141) é traçado após encontrado o domínio da ponta, diretamente no gráfico da rigidez. Assim, são realizadas várias tentativas na identificação do domínio de atrito, sendo a melhor àquela com maior número de pontos e maior  $R^2$ . O valor de atrito superior é aquele onde a reta do domínio de atrito cruza com o eixo das cargas.

**Figura 141** – Definição do limite superior do atrito

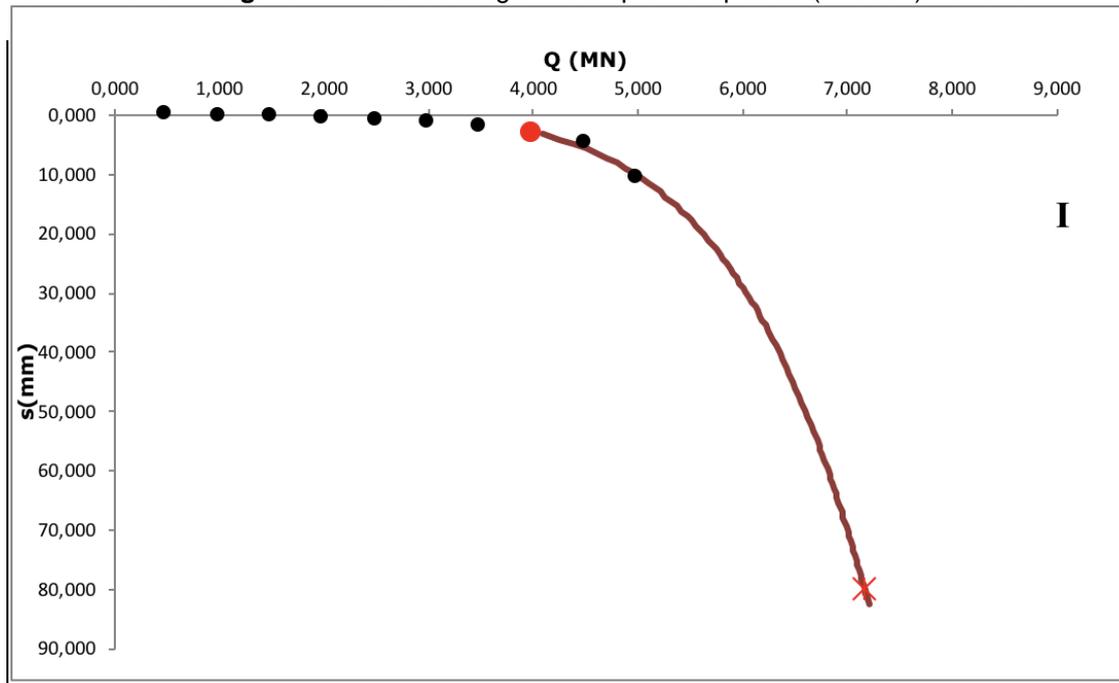


Fonte: Pereira (2016)

Maiores informações sobre o método e sua aplicação são encontradas em Décourt (1996, 2008).

A figura 142, mostra a curva carga recalque obtida no ensaio, com extrapolação por Décourt. Por se tratar da primeira prova de carga na estaca, não existe a presença de cargas residuais ou melhoramento da ponta devido à carregamentos anteriores.

Figura 142 – Curva carga x recalque extrapolada (Décourt)



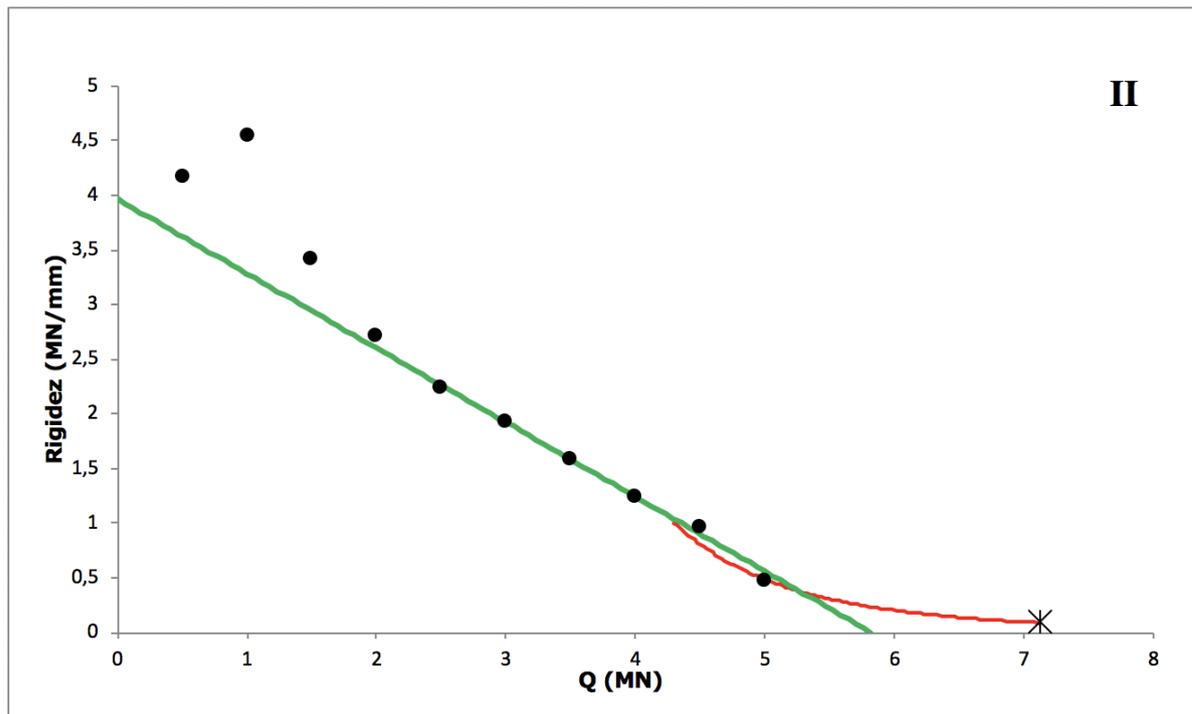
Para a determinação das cargas ao longo do fuste da estaca e determinação das parcelas de atrito lateral e ponta, foi utilizado o método do módulo tangente de Fellenius (1989) e Fellenius et. al. (2000), o qual fornece uma rigidez média igual a 21.656.548 kN (21.66 GN), que é o produto do módulo de elasticidade (E) e a área da seção (A) da estaca. Este valor de rigidez corresponde à um módulo de elasticidade aproximado de 27 GPa, para o diâmetro da estaca igual 0,80 m, com concreto de resistência à compressão igual a 23 MPa aos 28 dias.

O valor da rigidez obtido está abaixo do encontrado por França (2011), em estudo semelhante de estacas escavadas, onde a rigidez encontrada foi de 39 GN, correspondente à um módulo de elasticidade de 35 GPa, para uma estaca com 1,20 m de diâmetro e concreto de 32 MPa aos 28 dias.

É importante salientar que uma estaca escavada é moldada *in loco*, ou seja, seu diâmetro de 0,80 m é aproximado, sendo este valor possivelmente maior. Quanto à resistência do concreto, a estaca foi ensaiada após 21 dias de concretada. Contudo, os rompimentos dos corpos de prova foram realizados após 28 dias, o que leva a crer que sua resistência à compressão era menor que 23 MPa. Dessa forma, o valor do módulo ainda não estava compatível com o valor do  $f_{ck}$ .

Conforme explicado, o Método da Rigidez utiliza o gráfico carga x rigidez, que está apresentado na figura 143, para a prova de carga estática realizada.

Figura 143 – Gráfico da Rigidez



Pelo gráfico apresentado na figura 143, pode-se afirmar que:

- Para a carga convencional de 10% do diâmetro, seria 7,165 MN, ou seja, 7165,0 kN
- Não foi obtida carga de ponta, ou seja, para este nível de carregamento, a estaca trabalhou predominantemente por atrito lateral;
- A curva carga x rigidez apresenta trecho retilíneo, o que indica, segundo o método, que se trata de uma estaca de atrito com pouca ou nenhuma parcela de ponta.
- A figura 143 apresenta o melhor ajuste para a parcela de atrito, onde foram utilizados 07 pontos para a regressão linear, com  $R^2$  igual a 0,9951 (valor muito bom segundo o autor do método). A diferença entre 7165 kN (Valor obtido pela extrapolação da prova de carga por Décourt) e 5900 kN (Valor obtido pelo Método da Rigidez para saturação do atrito) é igual a 1265 kN, valor estimado para a ponta.
- Para o cálculo da carga de ruptura ( $R_{ult}$ ) foram considerados dois valores: ruptura física ou última, que corresponde a carga equivalente a rigidez zero, e a ruptura convencional ( $R_{ult, 10\%}$ ), para um recalque igual a 10% do diâmetro da estaca

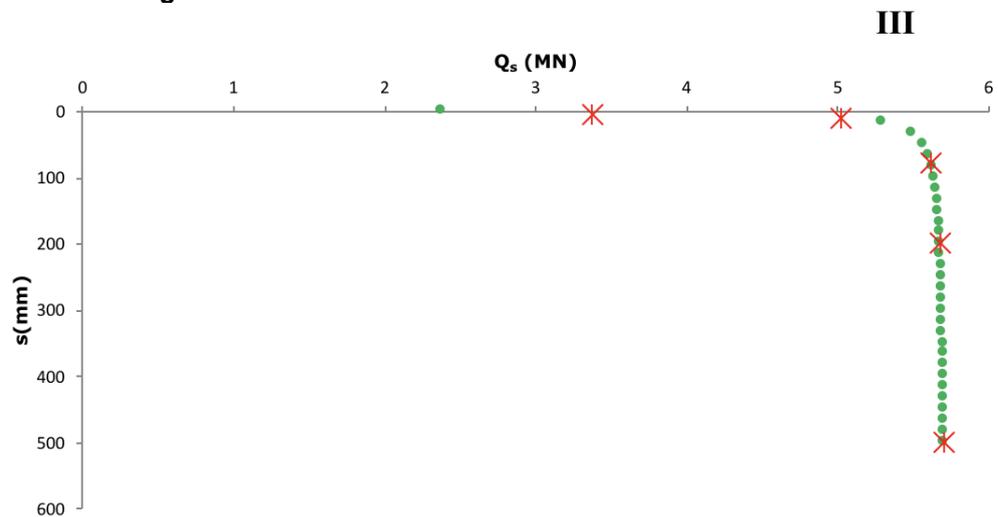
A tabela 40 apresenta os valores de ruptura física, convencional, atrito na ruptura ( $A_{lr}$ ) e resistência de ponta ( $R_p$ ) encontrados pelo Método da Rigidez. Como o valor da ruptura física é teórico e só ocorre para um recalque muito elevado, da ordem de 100% do diâmetro da estaca, não estabeleceu-se este valor.

**Tabela 40** – Valores de ruptura convencional e atrito na ruptura

$R_{ult}$ física (kN)	Não ocorreu
$R_{ult}$ convencional (kN)	7165,0
$A_{lr}$ – Resistência lateral (kN)	5900,0
$R_p$ – Resistência de ponta (kN)	1265,0

Fonte: O autor, 2017.

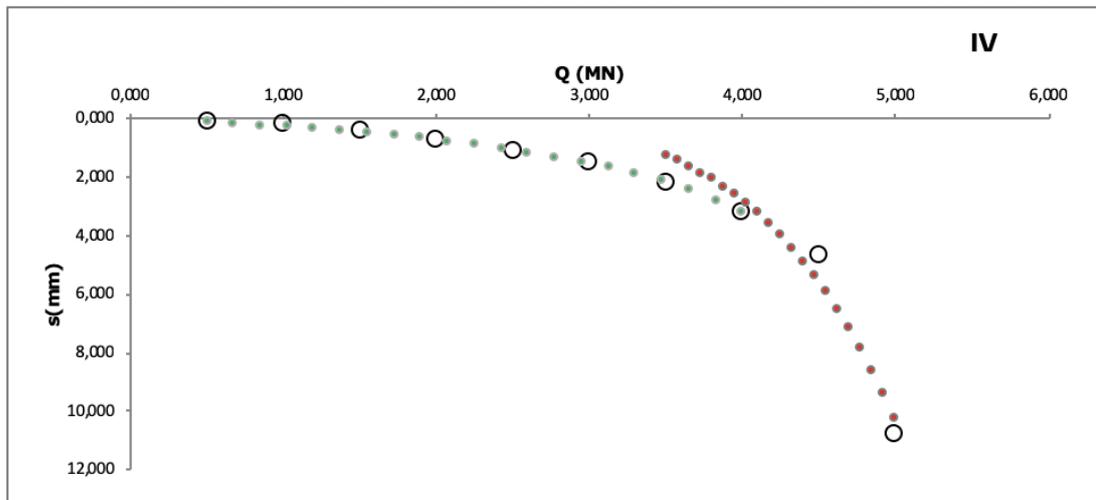
**Figura 144**– Gráfico atrito lateral x deslocamento



Para o gráfico apresentado na figura 144, pode-se afirmar que:

- É uma confirmação do gráfico da figura 143, onde a estaca trabalhou por atrito lateral, e que a partir de 5,621 MN, ou seja, 5621,0 kN, ocorreu a saturação do atrito;

**Figura 145 – Gráfico atrito lateral x deslocamento**



Para o gráfico apresentado na figura 145, pode-se afirmar que:

- A estaca trabalhou preponderantemente por atrito lateral, que são representados pelos pontos verdes;
- Os resultados obtidos pelo Método da Rigidez estão compatíveis com os dados da instrumentação. A instrumentação forneceu para o último nível de leitura de dados, para a carga última, 5.000 kN, 2,9% de ponta, percentual muito baixo. Além disso, o strain gage não estava exatamente na ponta, pois foi locado 15 cm acima da mesma. Assim sendo, para este nível de carregamento a ponta não trabalhou. Dessa forma, os resultados pelo Método da Rigidez ficaram bem próximos dos resultados da instrumentação.

## 5.8 COMPARATIVOS COM OUTROS RESULTADOS EM ESTACAS ESCAVADAS

Neste item, faz-se uma análise comparativa entre os resultados de provas de carga em estacas escavadas.

Albuquerque (2001) realizou provas de carga instrumentadas em três estacas escavadas com diâmetro nominal de 0,40 m e comprimento médio de 12 m executadas no campo experimental da Feagri. Aproximadamente 98% da carga aplicada foi absorvida pelo atrito lateral. Nesta pesquisa, a estaca trabalhou predominantemente por atrito lateral, com um percentual igual a 97,06%.

Marques (2006) ensaiou estacas escavadas com bulbos na Formação Barreiras da cidade de Maceió-AL e, para o método de capacidade de carga de Décourt (1996), sugeriu aumentar o valor do coeficiente  $\beta$  de 0,85 para um valor igual a 1,80.

Schulze (2013) ensaiou estacas escavadas instrumentadas em solo do tipo laterítico na região de Campinas-SP e, utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978), identificou que, com o valor de  $\beta = 0,8$ , proposto por Décourt (1996), o método mostrou-se conservador frente ao resultado da prova de carga. Com a finalidade de ajustar o coeficiente de correção ( $\beta$ ) para o caso da estaca escavada em solo laterítico, adotou  $\beta = 2$  e  $\beta = 3$ . O coeficiente  $\beta = 2$  apresentou resultado com boa aproximação para a capacidade de carga da estaca ( $R_{\text{CALC}}/R_{\text{PCE}} = 0,90$ )

De acordo com Décourt (2002), argilas lateríticas em sua umidade natural apresentam propriedades de rigidez superiores as argilas não lateríticas de mesmo  $N_{\text{SPT}}$ . Essa afirmação justificaria a majoração do coeficiente  $\beta$  do método, para o cálculo da capacidade de carga do sistema composto por uma estaca com fuste em solo laterítico.

Miguel *et al.* (2005) apresenta o caso de estaca escavada de pequeno diâmetro em argila laterítica da região do Paraná, cujo valor médio do coeficiente de correção  $\beta = 1,42$  resultou na previsão da capacidade de carga mais próxima à real.

Pereira (2016) aplicou o Método da Rigidez de Décourt (1996;2008) em dados de uma prova de carga estática à compressão, realizada no município de Araquari-SC, em uma estaca do tipo escavada. Esta possui um diâmetro igual a 0,70 m e 15,70 m de comprimento. Tal estaca foi instrumentada em 05 níveis ao longo do fuste. Os resultados mostraram uma precisão muito boa do método, com valores muito próximos aos obtidos pela instrumentação. Foi encontrada uma diferença de 3,4% entre o encontrado na instrumentação e os valores obtidos pelo Método da Rigidez

Nesta pesquisa, o valor obtido pelo método da rigidez se mostrou muito confiável, com diferença de apenas 2,94% do encontrado através da instrumentação. A instrumentação apontou para 97,06% para atrito lateral e 2,94% para ponta na composição da resistência total da estaca, e o Método da Rigidez apontou 100% para atrito lateral na contribuição da resistência total da estaca. Este resultado está de acordo com Massad e Fonseca (2012), que indicam a aplicação do Método da Rigidez para estacas escavadas, rígidas e primeiro carregamento, caso desta pesquisa.

## 5.9 SÍNTESE DO CAPÍTULO

Seção mais relevante da pesquisa, nele são mostrados os resultados da prova de carga e da instrumentação. Informações da curva carga x recalque, de sua extrapolação e determinação do Módulo de Elasticidade.

É exposto também as cargas em cada nível instrumentado e o percentual de carga que chega na ponta.

Os gráficos das relações de Cambefort para a estaca ensaiada são didáticos, confirmando que a mobilização do atrito lateral ocorre para baixos valores de recalque, enquanto que para a ponta são necessários maiores valores de deslocamento.

Os métodos de previsão de capacidade de carga utilizados, com exceção do Aoki-Velloso, possuem valores aceitáveis para estimativa da carga de ruptura, apesar de estarem à favor da segurança. Contudo, subestimam o atrito lateral e superestimam a ponta.

Apesar de não ter sido objeto de estudo desta pesquisa, trata-se e exemplifica-se o uso de fundações em estacas escavadas em solos não saturados.

O Método da Rigidez mostrou-se aplicável, com valores bastante coerentes com os valores da instrumentação.

## 6 CONCLUSÕES

### 1) CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

- a) Os ensaios de cisalhamento direto na umidade natural (CDN) indicaram a não existência de resistência de pico, sem dilatância;
- b) As envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb dos ensaios de cisalhamento direto na umidade natural (CDN) e inundado (CDI), mostraram que praticamente em todos os ensaios inundados o solo perdeu a coesão aparente que apresentou nos ensaios CDN, enquanto que o ângulo de atrito pouco variou;
- c) Não foi verificado comportamento de pós-pico nos solos estudados, tendo todos eles apresentado ruptura plástica, com mobilização crescente de tensões cisalhantes com os deslocamentos, tendendo a atingir valores constantes após certo nível de deslocamento;
- d) A inundação das amostras reduziu o efeito da sucção sobre elas, fez diminuir suas coes es e, conseqüentemente, suas resistências.
- e) Nos ensaios edométricos na umidade natural (EDN), as tensões máximas atingidas nos ensaios, não foram suficientes para revelar o trecho nítido da reta virgem, impossibilitando assim a determina o assim a determina o das tensões de pré-adensamento ( $\sigma_{VM}$ ) e  ndice de compressão ( $C_c$ );
- f) Os valores dos índices de vazios iniciais dos solos ensaiados (0,68 – 0,79) está de acordo com a faixa de valores de alguns solos da Forma o Barreiras de Pernambuco, apresentada por Coutinho e Severo (2009);

### 2) ESTACA

- a) Para solos da forma o barreiras, a soluço em estacas escavadas mostra-se adequada e competitiva. O solo possui cimentac es,   não saturado, apresentando óxidos de ferro e alumínio, que fornecem características coesivas, onde a perfura o pode ser realizada sem suporte para as paredes;

- b) A pesquisa mostra que os métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga não devem ser empregados indiscriminadamente em qualquer região do país, sem as devidas adequações às características do solo local. Constata-se, com isso, que não existem metodologias específicas para proceder tais adequações e que o meio técnico acaba por realizar a mera classificação dos métodos em “conservador” ou “contra a segurança”, o que se constitui em um certo paradigma.

### 3) PROVA DE CARGA

- a) O comportamento da estaca mostrou que ela trabalhou predominantemente por atrito. O ensaio apresentou deslocamentos que não indicaram a ruptura do sistema solo/estaca;
- b) Os métodos de extrapolação da carga de ruptura não foram eficazes para o nível de carregamento/deslocamento. A extrapolação pelo método de Décourt se mostrou coerente e indicou valores próximos ao obtido experimentalmente, confirmados pela instrumentação.

### 4) INSTRUMENTAÇÃO

- a) Com os resultados da instrumentação, verificou-se que a transferência da carga aplicada no topo foi absorvida quase na totalidade pelo atrito lateral;
- b) Apesar da ponta da estaca estar assente em solo de elevada resistência, com altos valores de  $N_{SPT}$ , e na sua execução ter sido realizado procedimento de limpeza, sua mobilização foi pequena. Para que houvesse a sua plena mobilização, seriam necessários deslocamentos consideráveis do sistema solo/estaca;
- c) A baixa mobilização da resistência da ponta também pode ser reflexo do processo executivo de escavação, em que o estado natural da camada de solo onde a estaca está apoiada é modificado;
- d) Comprovou-se a aplicabilidade conceitual das Leis de Cambefort, onde foram necessários pequenos deslocamentos (1,35% do diâmetro da estaca)

para a plena saturação do atrito lateral, sendo que para a ponta, até onde foi possível observar, maiores deslocamentos seriam necessários;

- e) Acredita-se que, por extrapolação da curva carga x recalque, o que mais se adequou foi o de Décourt. Os deslocamentos ainda estavam muito pequenos para saturação da resistência de ponta, ou seja, ainda teria que existir um razoável incremento de carga no topo para que o processo de ruptura fosse deflagrado.

## 5) CAPACIDADE DE CARGA

- a) Foram analisados nesta pesquisa 05 métodos semiempíricos de capacidade de carga: Pedro Paulo Costa Velloso, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Alberto Henriques Teixeira e Urbano Rodrigues Alonso. Com exceções dos métodos de Aoki-Velloso e o de Pedro Paulo Velloso, os demais apresentaram valores dentro do intervalo de -25% a -18% da carga de ruptura obtida por extrapolação. Contudo, quando analisados separadamente, ponta e atrito lateral, houveram grandes diferenças;
- b) Os métodos semi-empíricos que forneceram a melhor aproximação para a carga de ruptura foram: Décourt & Quaresma (1996), Teixeira (1996) e Alonso (1996, 2000). O método de Décourt e Quaresma (1996) com a utilização do coeficiente  $\beta = 2,5$  proporcionou resultados bastante acurados para a carga lateral, sem subestimar o atrito lateral;
- c) Conclui-se que os métodos semiempíricos superestimam a parcela referente a ponta e subestimam a parcela de atrito lateral. Contudo, a carga de ruptura dos métodos se encontra com razoável distância do valor real. Décourt (2002) analisando estacas tipo broca e hélice contínua executadas nas argilas lateríticas do campo experimental da Universidade Estadual de Londrina-PR, afirma que, nesse tipo de solo, o atrito lateral das estacas é superior aos calculados com base nas formulações consagradas para solos não lateríticos, indicando valores de  $\beta$  iguais ou superiores a 2,0.

## 6) MÉTODO DA RIGIDEZ

- a) Mostrou-se acurado para este tipo de ensaio. Seus valores praticamente igualam-se com os da instrumentação.
- b) O Método da Rigidez apresentou valores bons na separação das parcelas de atrito e ponta para a estaca do tipo escavada, em primeiro carregamento. A relação linear entre a carga e a rigidez, apontada por Décourt (2008), para estacas sem resistência de ponta é coerente.

## REFERÊNCIAS

- ABEF. **Research on foundation engineering**. Published on the Occasion of the XII ICSMF. 1989. 86p.
- ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.
- ABNT NBR 12131**: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
- ABNT NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.
- ALBIERO, J. H. **Comportamento de estacas escavadas *in loco***. 1972. Tese (Doutorado), EESC/USP, São Carlos/SP, 108p.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas**. 1996. 225f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1996.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. São Paulo, 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Electrical Resistance Strain Gages in Instrumentation of Deep Foundations**. In: 3<sup>rd</sup> Bolivian International Conference on Deep Foundations, 2017, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia. v. 1, p. 1-15.
- ALHEIROS, M. M.; LIMA FILHO, M. F.; FERREIRA, M. G. V. X. **Formação Cabo em Recife: limite setentrional da bacia Sergipe-Alagoas**. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 13., 1989, Fortaleza. Boletim do Núcleo Fortaleza as SBG, n. 11, p. 150-152.
- ALLEDI, C. T. D. B.; POLIDO, U. F. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua previsão por métodos semi-empíricos vs prova de carga**. In:

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2008, São Paulo/SP. Anais... v1, 2008, p249-262.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo, SP, Ed. Edgar Blücher Ltda. 1 ed., 152p, 1991.

ALONSO, U. R. **Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T**. Revista Solos e Rochas. V 18, n. 1, p. 191-194, 1996.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Previsão e Controle das Fundações**. 2ª Ed. São Paulo, SP, Ed. Edgar Blücher Ltda. 1998. 142 f.

ALONSO, U. R. **Projeto e desempenho das fundações (Retrospectiva da experiência brasileira)**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, IV SEFE, 2004, São Paulo, anais... ABEF/ABMS 2004. p. 1-34, v2.

AMAN, K. **Análise matemática e paramétrica dos métodos de interpretação da curva carga x recalque de estacas**. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 11., 2008, Coimbra. Anais... Coimbra: 2008. CD-ROM.

AMAN, K. **Identificação de parâmetros de transferência de carga nos diagramas de rigidez de Décourt (2008)**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas. Anais... Porto de Galinhas-PE, 2012<sup>a</sup>. 1 CD-ROM. 7p.

AMAN, K. **Proposta de equação matemática da curva carga-recalque a partir de parâmetros de transferência de carga e do Método de Rigidez**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 7., 2012, São Paulo. Anais... São Paulo. Anais... São Paulo, 2012b. 1 CD-ROM. 10p.

AOKI, N.; LOPES, F. R. **Stimating stresses and settlement due to deep foundations by the theory of elasticity**. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., Buenos Aires, 1975. Anais... p377-386.

ARAI, M. **A grande elevação eustática do Mioceno: a verdadeira origem do Grupo Barreiras**. In: CONGRESSO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ESTUDOS DO QUATERNÁRIO, 10., 2005. Guarapari. Anais... Guarapari: ABEQUA, 2005.

ARAI, M.; UESUGUI, N.; ROSSETTI, D. F.; GOES, A. M. **Considerações sobre a idade do Grupo Barreiras no Nordeste do Pará.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 35., 1988. BELÉM. Anais... Belém: SBG, 1988. p. 738-752. v. 2.

AZEVEDO Jr; NIYAMA, S. **Determinação do módulo de elasticidade de estacas de concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9º, 1990, Salvador/BA. Anais... Salvador, v. 2, p. 519-522.

BAGUELIN, F.; VENON, J. P. Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilisation des Efforts Résistants. In: Le Comportement des Sols Avant la Rupture. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n. Spécial, p. 308-322, Maio. 1971.

BARBOSA, M. E. F. **Caracterização geomorfológica e tectônica da Bacia hidrográfica do Rio Gurujá (PB) com apoio de índices morfométricos.** 2010. Monografia. Graduação em Geografia) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa: UFPB, 2010

BEZERRA, F. H. R. **Deformação tectônica na Formação Barreiras: exemplos das bacias Potiguar e Paraíba, Brasil.** In: CONGRESSO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ESTUDOS DO QUATERNÁRIO E ENCONTRO DO QUATERNÁRIO SULAMERICANO. Búzios – RJ. Anais... Abequa, 2011.

BEZERRA, J. M. B. **Caracterização da Formação Barreiras da Cidade de João Pessoa com base em sondagens SPT e estudo geotécnico de uma encosta com alto risco de deslizamento.** Recife, 2018. 168f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. CPRM. **Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba.** Recife: CPRM, 2002.

BRITO NEVES, B. B.; RICCOMINI, C. FERNANDES, T. M. G.; SANT'ANNA, L. G. **O sistema tafrogênico terciário do saliente oriental nordestino na Paraíba: um legado proterozóico.** Revista Brasileira de Geociências, v. 34, n. 1, p. 127-134, 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C.M.; PAOLUCC, H. V. N.; GONZÁLEZ, Y. V.; VALÊNCIA, L. A. L. **Considerações Sobre a Análise dos**

**Resultados de Provas de Carga Estáticas.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA IV, SEFE, 2008, São Paulo, SP. Anais... v. 1. P. 355-369.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. *et. al.* **Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas Sobre Fundações Profundas.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, COBRAMSEG, 2010, São Paulo, anais...CD-ROM.

CAMBEFORT, M. **Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolées et des groupes de pieux.** Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Public, n. 204, Dec., 1964.

CARVALHO, D. RODO DE MANTILLA, J. N.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. **Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE II, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 1991. v.1 p. 79-87.

CASSAN, M. **Les essai in situ em mécanique des sols.** Paris: Ed. Eyrolles, 1978. v2.

CDRM: Companhia de Desenvolvimento de Recursos Minerais da Paraíba

CHIN, F. K., **Estimation of the Ultimate Load of Piles Not Carried to Failure.** In: SOUTHEAST ASIA CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, v.2., 1970, South east Asia. Proceedings... Southeast Asia: (s.n.), 1970. p. 81-90.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga Admissível em Fundações Profundas.** São Carlos. USP, 1999. 61p. (Projeto REENGE-EESC-USP).

CINTRA, J. C.; ALBIERO, J. H.; AOKI, N. **Tensão Admissível em Fundações Diretas.** São Carlos, SP, Rima Editora, 2003.

CINTRA, J. C. **Resenha: Aplicações da Mecânica dos Solos Não Saturados – Fundações em Solos Colapsíveis,** 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 25 a 27 de agosto de 2004, São Carlos, SP.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico.** Oficina de Textos, 1ª ed. São Paulo. 2010. p. 7-31.

COOKE, R. W. **The influence of residual installation forces on the stresses transfer and settlement under working loads of jacked and bored piles in cohesive soils.** In: SYMPOSIUM ON BEHAVIOR OF DEEP FOUNDATIONS,

Boston, ASTM, Special Technical publication, Proceedings, Boston, nº 670, 1978, p. 231-249.

CORRÊA, R. S. **Previsão da carga de ruptura de estacas-raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1988. 131p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Fundações) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

COSTA BRANCO, J. M. **Melhoria da Contribuição da Resistência de Ponta em Estacas Escavadas com Trado Mecânico**. 2006. P. 57-72. Tese (Doutorado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

COUTINHO, R. Q. SEVERO, R. N. F. **Investigação Geotécnica para Projeto de Estabilidade de Encostas**. V COBRAE, 2009. Anais, São Paulo-SP, 55p. Edição em CD-ROM.

COUTINHO, R. Q. (2008). **Investigação Geotécnica de Campo e Avanços para a prática**. XIV COBRAMSEG – XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Vol. Conferências. Búzios, RJ.

COYLE, H. M., REESE, L.C. **Load transfer for axially loaded piles in clay**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 92, n. SMZ, p. 1-26, mar, 1966.

DAS, B. M. **Princípios de Ingeniería de Cimentaciones**. 5ª edición. Califórnia State: Thomson Canada. 2006. Cap 11, 471-574.

DE NICOLA, A.; RANDOLPH, M. F. **Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand**. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, v. 119, n.12, p. 1952-1973, Dec., 1993.

DÉCOURT, L. **Ultima Bearing Capacity of Large Bored Piles in a Hard São Paulo Clay**. De Mello Volume, Ed. Edgar Blucher Ltda, São Paulo, SP, p. 89-120.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., & CINTRA, J. C. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. In: W. Hachich, F. F. Falconi, J. L. Saes, R. G. Frota, C. S. Carvalho, & S. Niyama, FUNDAÇÕES TEORIA E PRÁTICA. São Paulo, SP, Editora Pini, 1996. p. 265-327.

DÉCOURT, L. **A Ruptura de Fundação Avaliada com Base no Conceito de Rigidez.** In: III SEFE – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 1996b. São Paulo, SP. Anais. V. 1, p. 205-213.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT.** In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 1978. Rio de Janeiro. Anais, v 1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. **Fundações Prontas e a Constatação de que as Cargas Estruturais são Quase o Dobro das que Foram Consideradas em Projeto. O que fazer?** In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2006, Curitiba, PR. Anais... v. 2, p. 1121-1126.

DÉCOURT, L. **Provas de Carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, VI SEFE, 2008, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, v. 1, p. 221-245.

DUNNICLIFF, J.; GREEN, G. E. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance.** New York: John Wiley & Sons, 1988. 577p.

EMBRAPA. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Plano Diretor do Centro de Pesquisa Agropecuária dos Tabuleiros Costeiros (CPATC).** Brasília: EMBRAPA, SPI, 1994. 37 p.

FERNANDES, D. J. R. P. **Definição de Curvas de Transferência de Carga de Estacas em Solo Residual de Granito.** 2010.p. 3-10. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2010.

FELLENIOUS, B. H. **What Capacity Value to Choose from the Results of a Static Loading Test,** 2001, Fulcrum, Deep Foudation Institute, New Jersey.

FELLENIOUS, B. H. **Wave equation analysis and dynamic monitoring.** Deep Foudations Journal, Deep Foudations Institute, 1984, Springfield, New Jersey 1 (1) 49-55

FONTOURA, S. A. B. **Mecanismos de transferência de carga em sistemas solo-estacas escavadas.** In: SIMPÓSIO SOBRE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES. Rio de Janeiro, 1982.

FURRIER, M. **Caracterização Geomorfológica e do Meio Físico da Folha João Pessoa** – 1:100.000. 2007. 213f. Tese (Doutorado). Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas – Departamento de Geografia – Universidade de São Paulo, SP, 2007.

GHILARD, M. P. **Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na Baixada Santista**. 2005. 88f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Solos) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

GIBBS, H. J. & HOLTZ, W. G. **Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing**, In: Proceedings... 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., 1, 35-39. Londres, 1957.

GODOY, N. S. **Interpretação de Provas de Carga em Estacas**. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS. 1983, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS – NRSP, 1983. p. 25-60.

GOPINATH, T. R.; COSTA, C. R. S.; JÚNIOR, M. A. S. **Minerais pesados e processos deposicionais dos sedimentos da Formação Barreiras, Paraíba**. In: SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 15., 1993. Natal. Atas... Natal: SBG/Núcleo Nordeste, 1993. p. 47-48. v. 1.

GUSMÃO, A. D. **Prática de fundações no Nordeste**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA VI, SEFE, 2008, São Paulo. Anais... São Paulo: 2008. v.1, 207f.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Prática de Fundações nas Capitais Nordestinas**. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 1982. Anais. Olinda, v.7, p. 189-206.

HBM. **Curso de Extensometria**. Apostila de curso. São Paulo, SP, 2007. 107 p.

HOFFMANN, Karl. **An Introduction to Measurements using Strain Gages**. Editora Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt. Alsbach, Alemanha, 1989. 291 p.

JOPPERT, I. Jr. **Fundações e Contensões em Edifícios: Qualidade Total na Gestão do Projeto e Execução**. Editora PINI Ltda. 1<sup>a</sup> Edição. São Paulo. p. 91-209, 2007.

JÚNIOR, Demóstenes de Araújo Cavalcanti. **Montagem e Calibração de Células de Carga**. Relatório Técnico. Centro de Ciências Exatas e Tecnologia. Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, SE, 2006, 41f.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de Método Semi-Empírico de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Banco de Dados**. 1988. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LEAL E SÁ, L. T. **Levantamento geológico-geomorfológico da Bacia Pernambuco-Paraíba, no trecho compreendido entre Recife-PE e João Pessoa-PB**. 1998. 127f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 1998.

LOBO, B. O. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. 2005. 121f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LORENZI, V. *et. al.* **Avaliação do Desempenho de Estacas Escavadas com o Método de Alargamento de Fuste**. In: GEOSUL 2012, Porto Alegre. CD\_ROM.

Mabesoone, J. M.; Silva, A. C. e Beurlen, K. 1972. **Estratigrafia e origem do Grupo Barreiras em Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte**. Revista Brasileira de Geociências, v. 2, p. 173-187.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. 243p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília. Faculdade de tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2005.

MARQUES, R. F. **Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas com bulbos, executadas em solo não saturado da Formação Barreiras da cidade de Maceió-AL**. 2006. 158f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

MASCARENHA, M.M.A. (2003). **Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G. DM-098<sup>a</sup>/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.

MASSAD, F.; NIYAMA, S., ROCHA, R. **Vertical load tests on instrumental root-piles**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10<sup>TH</sup>, 1981, Stockholm, proceedings... Tokyo, 1981, v. 2, p. 771-775.

MASSAD, F. **Análise de Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, Quando Submetidas à Compressão Axial**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, 2., São Paulo, 1991. Anais... São Paulo: ABMS, 1991a. p. 235-244.

MASSAD, F. **Comportamento de estacas escavadas de elevadas compressibilidades**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, 2., São Paulo, 1991. Anais... São Paulo: ABMS, 1991b. p. 245-254.

MASSAD, F. **Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando a Estimativa do Recalques**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, SEFE II, 2., São Paulo, 1991. Anais... São Paulo: ABMS, 1991c. p. 255-264.

MASSAD, F. **Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, SP, 15 (2): 103-115, 1992.

MASSAD, F. **Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais de Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, SP, 16 (2): 93-112, 1993.

MASSAD, F. **Pile Analysis Taking Into Account Soil Rigidity and Residual Stresses**. In: X CONGRESSO PAN AMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES. 1995, Guadalajara, México. Anais. v2, p. 1199-1210.

MELLIOS, G. A. **Provas de Carga em Solos Porosos**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE II, 1985, vol. 2, p. 73-102

MELO, B. N. **Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez**. 2009. 219 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MENEGOTTO, M., CINTRA, J. C. A., AOKI, N. **Engenharia de Fundações: notas de aula** – Curso de Pós-Graduação, Departamento de Geotecnia da USP/SC, São Carlos, SP, 2001.

MENESES, Leonardo Figueiredo et. al. **Elaboração de Mapa de Vulnerabilidade dos Aquíferos Superiores no Município de João Pessoa-PB Através de Técnicas de Geoprocessamento**. Revista Tecnol. Fortaleza, CE. v. 30, n. 1, p. 123-132, jun 2009.

MENEZES, S. M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado – Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1997. 377f.

MINDLIN, R. D. **Force at a point in the interior of a semi-infinite solid**. Journal of Applied Physics, American Institute of Physics, v.7, p.195-202, 1936.

MILITISKY, J. **Provas de Cargas Estáticas**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, II SEFE, 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, 1991, v.2, p. 203-228.

MONTEIRO, L. B. **Alguns Aspectos da Capacidade de Carga de Solos Colapsíveis**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE II, São Paulo, vol. 2, 1985, p. 193-202.

MUNÉVAR PÉREZ, N. B. **Análise de transferência de cargas em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2014

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Área de Construção Civil e Preservação Ambiental). Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NIYAMA, S.; AOKI N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de Desempenho**. In: HACHICH, W. et. al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª edição. São Paulo. Editora Pini, 1998, p. 723-754.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de Estacas Tipo Raiz, Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo de Diabásio**. 2004. 204f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

NOGUEIRA, R. C. R. et. al. **Statistical Approach for Higher Technical Objectivity Concerning the Ideal Number of SPT Probing for Optimization of Foundation Projects**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 12., e U. S. ROCK MECHANICS SYMPOSIUM, 39., Cambridge, Massachussets, 2003. Essen: VGE, 2003. Proceedings... v. 3, p. 415-419.

ORLANDO, C. **Contribuição ao estudo de estacas tracionadas: análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão**. São Paulo: ABMS, 2000. 30 p.

PALMEIRA, Ennio Marques. **Instrumentação Geotécnica**. Apostila de curso. Universidade de Brasília. Brasília, DF, 1996, 75p.

PEREIRA, D. A.; PASSINI, L. B.; KORMANN, A. C. M. **Aplicação do Método da Rigidez para Estimativa do Atrito Lateral e Resistência de Ponta em Estaca Escavada**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 18, Belo Horizonte, 2016. Anais...

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002. 355p.

PORTELA, Artur; Silva, Arlindo. **Mecânica dos Materiais**. Editora Plátano. Lisboa, Portugal, 1996.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundations Analysis and Design**. Canada: Rainbow – Bridge Book Co., 1980. p. 6-7; 15-17; 18-30; 354-363.

PRESA, E. P.; POUSADA, M. C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. 2. Ed. Salvador: ABMS – Núcleo Regional da Bahia, 2004. 107 p.

QUARESMA, A. R. **Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores SPT**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 4., Rio de Janeiro, 1978. Anais... v.1, p.45-54.

ROCHA, R., YASSUDA, A.J., MASSAD, F. **Provas de carga em estaca raiz instrumentada**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE I, 1º, 1985, São Paulo. Anais... São Paulo, ABMS, 1985. v. 1, p. 179-193.

RODO DE MANTILLA, J. N. **Comportamento de Estacas Escavadas, instrumentadas à Compressão**. 1992. 200p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos.

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas-SP**. 2011. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. 126 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

SOARES, F. L.; MORAIS, G. S.; DIAS, S. P. **Mapeamento de área em risco de deslizamento e análise de estabilidade de talude na cidade de João Pessoa-PB**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 12., 2017. Florianópolis. Anais... São Paulo: ABMS. Disponível em <http://cobrae2017.com.br>. Acesso em 20 de junho de 2018.

SOARES, W. C. **Radier estaqueado com estacas hollow auger em solo arenoso**. Recife, 2011. 310 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.

TEIXEIRA, Alberto Henriques. **Projeto e Execução de Fundações**. In: III SEFE – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. 1996. São Paulo, SP. Anais. v. 1, p 1-18.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. Proceedings... Vol. II, p. 84-90.

VARGAS, M. **Provas de carga em estacas – Uma apreciação histórica**. Revista Solos e Rochas, vol. 13, São Paulo, 1990, pp. 6-12.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão, Controle e Desempenho de Fundações**. In: Previsão de Desempenho x

Comportamento Real. São Paulo, SP, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos/ NRSP, 2000. p. 95-139.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Oficina de Textos, 1ª edição. São Paulo. 2010, p. 181-183 e p. 239-275.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações: aspectos geotécnicos**. 3ª ed. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1981. V. 3. P 467-469.

VÉSIC, A. S. **A Load Transfer in Pile-soil Systems**. Durham: Duke University, 1970. 60p (Soil Mechanics Series, n. 23).