



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

ANA KARINE SANTOS DANTAS

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE ESTIMATIVA  
DE RECALQUE DE ESTACA ISOLADA EM SOLO NÃO SATURADO**

Recife

2022

ANA KARINE SANTOS DANTAS

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE ESTIMATIVA  
DE RECALQUE DE ESTACA ISOLADA EM SOLO NÃO SATURADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2022

Catálogo na fonte:  
Bibliotecária Sandra Maria Neri Santiago, CRB-4 / 1267

D192c Dantas, Ana Karine Santos.  
Caracterização geológico-geotécnica e análise de estimativa de recalque de estaca isolada em solo não saturado / Ana Karine Santos Dantas. – 2022.  
157 f.: il., fig., e tab.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife, 2022.  
Inclui referências e anexos.

1. Engenharia civil. 2. Recalque. 3. Estimativa. 4. Retroanálise. 5. Provas de carga estática. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2023-42

ANA KARINE SANTOS DANTAS

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA E ANÁLISE DE ESTIMATIVA  
DE RECALQUE DE ESTACA ISOLADA EM SOLO NÃO SATURADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 23/02/2022.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Participação por vídeo conferência  
Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho (Orientador)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Participação por vídeo conferência  
Profa. Dra. Berdanete Ragoni Danziger (Examinadora Externa)  
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

---

Participação por vídeo conferência  
Prof. Dr. Wilson Cartaxo Soares (Examinador Externo)  
Centro Universitário

Dedico esse trabalho aos meus pais, minha inesgotável fonte de amor, e ao meu avô Manoel, *in memoriam*, que era como todas as mais belas coisas do mundo juntas numa só. “Fazer-lhe justiça era acreditar que, um dia, alguém poderia reconhecer a sua influência em mim” (MÃE, 2019).

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço inicialmente a Deus por colocar no meu caminho pessoas especiais, sem as quais nada faria sentido.

Agradeço aos meus pais, Socorro e De Assis, por serem meu porto seguro e me apoiarem sempre com muito amor e dedicação, não limitando esforços para me ver feliz. Estendo o agradecimento aos meus irmãos, Karol e Raimundo Neto, pelo companheirismo e a toda minha família pelo apoio e torcida.

Ao professor Roberto Quental Coutinho, pela orientação e dedicação ao desenvolvimento da Engenharia Geotécnica. Aos demais professores do PPGEC/UFPE, pelos ensinamentos e contribuição à pesquisa científica. Agradeço também ao GEGEP por todo suporte no desenvolvimento deste trabalho e aos amigos do grupo pelas experiências compartilhadas.

Agradeço à Prof<sup>a</sup>. Dra. Bernadete Danziger e ao Prof. Wilson Cartaxo por disponibilizarem seu conhecimento para a melhoria deste trabalho.

Ao Bruno Diego e Fellipe Brandão por me tornarem melhor, serem inspiração e fonte de alegria durante o mestrado. Aos demais amigos do mestrado, em especial Carlla, Magno, Danilo, Carlos, Wilson e Bruno Conde por compartilharem momentos que ficarão guardados no coração.

Aos funcionários do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, em particular ao Francisco e ao Gutemberg, por todo suporte durante a realização dos ensaios que compuseram esta dissertação.

À Larissa e sua família, por serem a minha família em Recife. Aos amigos da Casa Verde, meu lar durante o período de mestrado, em especial à Letícia e Maria.

Agradeço às secretárias da Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFPE, Andréa e Juliana, por todo suporte e avisos ao longo do curso.

Agradeço aos amigos da Geotecnia da Nova Engevix Engenharia e Projetos por serem tão especiais, compreensivos e por todo o incentivo e ajuda nesta reta final, particularmente ao Lucas, Gisele, Dani, Pâmela e João.

Agradeço à CAPES pelo auxílio financeiro.

Por fim, obrigada a todos que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento desta dissertação.

## RESUMO

João Pessoa tem vivenciado um acentuado processo de verticalização. Obras cada vez mais robustas compõem o panorama urbano da cidade, sendo necessário o conhecimento do terreno onde suas fundações serão assentadas, bem como o comportamento do sistema de fundação (elemento estrutural e solo). Nos projetos de fundações por estacas, define-se a segurança com muita ênfase apenas na carga de ruptura, sendo que o comportamento das estruturas é evidenciado por deformações. Na área de estudo do presente trabalho, será implantado um edifício residencial multifamiliar, com fundação em estaca escavada. Este trabalho tem como objetivos principais caracterizar o solo não saturado e avaliar a estimativa de recalque de duas dessas estacas aplicando método teórico de Randolph e Wroth (1978), com análise da influência dos parâmetros de deformabilidade do solo. O programa de investigação e caracterização geológico-geotécnica aqui apresentado visa contribuir com informações sobre o subsolo da cidade, que se encontra sobre os Tabuleiros Costeiros da Formação Barreiras. A campanha de investigação abrange sondagens à percussão e coleta de amostras deformadas e indeformadas para ensaios de laboratório, os quais foram realizados no Laboratório de Solos da Universidade Federal de Pernambuco. A caracterização física consistiu em ensaios de análise granulométrica, limites de consistência e densidade real dos grãos. Ademais, foram realizados ensaio edométrico duplo, ensaio de cisalhamento direto, na condição natural e inundada, e triaxial CID. Obteve-se também a curva característica pela técnica do papel filtro (papel *Whatman* Nº 42), com quantificação da sucção mátrica nas trajetórias de secagem e umedecimento. A fim de entender o comportamento de uma estaca isolada, utilizou-se o método de Randolph & Wroth (1978) para estimar o recalque de uma estaca do tipo escavada. Os resultados foram confrontados com dados de prova de carga estática (PCE). Realizou-se 3 PCEs em estacas da obra, cujos recalques apresentados foram inferiores a 10% do diâmetro da estaca, o que não trouxe confiabilidade para obtenção da carga de ruptura por extrapolação da curva carga-recalque. Através da retroanálise da PCE, determinou-se o módulo de elasticidade do solo empregado na estimativa dos recalques. Em relação à caracterização geotécnica, observou-se que o solo ensaiado apresentou comportamento intermediário entre areia e argila, característico dos sedimentos da Formação Barreiras. Através da retroanálise e estimativa por Randolph e Wroth

(1979), observou-se que a variação do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) tem pouca influência no valor de recalque, enquanto o módulo de deformabilidade possui grande influência. Verificou-se que a qualidade da estimativa dependerá diretamente da adoção do módulo de elasticidade pelo projetista, sendo esse um parâmetro de difícil determinação por variar conforme o estado de tensões, efeitos de instalação da estaca, entre outros. Dessa forma, o módulo de elasticidade do solo representa o ponto de maior incerteza e influência na variação dos resultados da estimativa.

Palavras-chave: recalque; estimativa; retroanálise; provas de carga estática.

## ABSTRACT

João Pessoa has experienced a significant process of verticalization. Vigorous buildings create the urban landscape of the city, requiring knowledge of the ground where their foundations will be laid, as well as the behavior of the foundation system (structural element and soil). In the design of pile foundations, safety is defined emphasizing only the ultimate bearing capacity, and the behavior of the structures is evidenced by settlements and deformations. In the study area of the present work, a multifamily residential building will be implanted, with excavated piles as the foundation. This work aims to characterize the unsaturated soil and evaluate the settlement estimate of two of these piles using the theoretical method of Randolph and Wroth (1978), analyzing the soil parameters. The geological-geotechnical characterization program presented here aims to contribute to the knowledge of the city's subsoil, which is located on the Coastal Tablelands of the Barreiras Formation. The investigation campaign covers soundings and collection of disturbed and undisturbed samples for laboratory tests, which were performed at the Soil Laboratory of the Federal University of Pernambuco. The physical characterization consisted of granulometric analysis, consistency limits and real grain density. In addition, oedometer tests, direct shear tests in natural and saturated conditions, and triaxial CID were performed. The SWCC was also obtained using the filter paper technique (Whatman N<sup>o</sup>. 42 paper), with quantification of the matric suction in the drying and wetting paths. To understand the behavior of an isolated pile, in terms of settlement, the method of Randolph & Wroth (1978) was used to estimate the settlement of a single excavated pile. The results were compared with static load test data. Three static load tests were performed in piles, whose settlements presented were less than 10% of the pile diameter, which made the extrapolation of the curve to obtain the breaking load unreliable. Through the test retroanalysis, the soil elasticity modulus used in the settlement estimation was determined. Regarding the geotechnical characterization, it was observed that the tested soil presented an intermediate behavior between sand and clay, characteristic of the Barreiras Formation sediments. Through the retroanalysis and estimation by Randolph & Wroth (1979), it was possible to observe that the variation of the Poisson's ratio has little influence on the settlement value, while the deformability modulus has a great influence. It was noticed that the quality of the estimate will directly depend on the adoption of the modulus of elasticity

by the designer, which is a parameter that is difficult to determine as it varies according to the state of stress, effects of pile installation, among others. Thus, the soil elasticity modulus represents the point of greatest uncertainty and influence on the variation of the estimation results.

Keywords: settlement; estimation; retroanalysis; static load test.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Transferência da carga para o solo.....	24
Figura 2 –	Prova de Carga Estática à compressão com estacas de reação.....	30
Figura 3 –	Carga <i>versus</i> recalque .....	30
Figura 4 –	Recalque total, diferencial e distorção angular.....	33
Figura 5 –	Comportamento idealizado de uma estaca esbelta.....	35
Figura 6 –	Modelo de Poulos e Davis (1974) .....	39
Figura 7 –	Fatores de cálculo de recalque de estacas.....	40
Figura 8 –	Fator $R_b$ para o método de Poulos e Davis (1980) .....	41
Figura 9 –	Modelo proposto por Randolph e Wroth (1978): (a) divisão de camadas do maciço (b) modo de deformação.....	42
Figura 10 –	Variação do módulo de elasticidade transversal com a profundidade.....	43
Figura 11 –	Curva característica.....	48
Figura 12 –	Curva característica: trajetória de secagem e umedecimento.....	49
Figura 13 –	Curva de sucção e variação de o módulo de elasticidade.....	50
Figura 14 –	Localização da área de estudo, Bairro Tambauzinho, João Pessoa-PB.....	51
Figura 15 –	Verticalização do Bairro Tambaú, João Pessoa-PB.....	52
Figura 16 –	Bacia Paraíba e Sub-bacias Miriri, Alhandra e Olinda.....	53
Figura 17 –	Modelo proposto para a estratigrafia da Bacia Paraíba.....	54
Figura 18 –	Principais unidades geológicas presentes na área.....	56
Figura 19 –	Desenho esquemático de seções colunares para a Formação Barreiras no Nordeste brasileiro. (a) Fácies de leques aluviais; (b) Fácies fluvial entrelaçado e (c) Fácies flúvio-lagunar.....	58
Figura 20 –	Topografia do estado da Paraíba com indicação dos principais domínios geomorfológicos.....	59
Figura 21 –	Mapa hipsométrico do município de João Pessoa.....	60
Figura 22 –	Mapa Geomorfológico de João Pessoa.....	60
Figura 23 –	Mapa de solos do município de João Pessoa.....	63
Figura 24 –	Mapa da Classificação Climática de Köppen na Paraíba.....	64
Figura 25 –	Gráfico Comparativo Temperatura Mínima (°C) de João Pessoa.....	65

Figura 26 –	Gráfico Comparativo Temperatura Média (°C) de João Pessoa.....	66
Figura 27 –	Gráfico Comparativo Temperatura Máxima (°C) de João Pessoa.....	66
Figura 28 –	Gráfico comparativo Precipitação Acumulada (mm) de João Pessoa.....	67
Figura 29 –	Gráfico Comparativo Insolação Total (Horas e Décimos).....	67
Figura 30 –	Gráfico Comparativo Evaporação Total (mm) de João Pessoa.....	68
Figura 31 –	Gráfico Comparativo Umidade Relativa (%) de João Pessoa.....	68
Figura 32 –	Localização das sondagens e coletas de amostras.....	72
Figura 33 –	Coleta de amostra indeformada.....	73
Figura 34 –	Processo de umedecimento.....	76
Figura 35 –	Processo Executivo de estaca escavada.....	77
Figura 36 –	Equipamento de perfuração da estaca.....	78
Figura 37 –	Perfuração da Estaca com trado acoplado ao caminhão.....	78
Figura 38 –	Colocação da armadura.....	79
Figura 39 –	Concretagem da estaca: lançamento do concreto com auxílio de funil.....	80
Figura 40 –	Bloco: B1/ Estaca testada: E5P1.....	81
Figura 41 –	Bloco: B4/ Estaca testada: E5P4.....	82
Figura 42 –	Bloco B18/ Estaca testada: E5P18.....	82
Figura 43 –	Locação das Provas de Carga.....	83
Figura 44 –	Detalhe da Estaca com Ø 70 cm.....	84
Figura 45 –	Estacas de Reação.....	84
Figura 46 –	Planta Baixa do Sistema de Reação das Provas de Carga.....	87
Figura 47 –	Corte do Sistema de Reação das Provas de Carga.....	87
Figura 48 –	Vista lateral do sistema da PCE.....	88
Figura 49 –	Vista da PCE no sentido Leste-Oeste.....	89
Figura 50 –	Macaco hidráulico e extensômetros apoiados sobre bloco.....	90
Figura 51 –	Bomba Manual com Manômetro.....	90
Figura 52 –	Laser acompanhando deslocamentos em papel milimetrado na barra.....	91
Figura 53 –	Placa deformada.....	92
Figura 54 –	Placa reforçada para os demais ensaios.....	92
Figura 55 –	N <sub>spt</sub> das Sondagens (SP-01, SP-02, SP-03, SP-04).....	96

Figura 56 –	Perfil do terreno: seção A-A.....	98
Figura 57 –	Perfil do terreno: seção B-B.....	99
Figura 58 –	Amostras obtidas em profundidade.....	100
Figura 59 –	Perfil de umidade.....	101
Figura 60 –	Curvas de distribuição granulométrica das amostras deformadas I, II e III.....	103
Figura 61 –	Variação do índice de vazios x tensão vertical efetiva.....	107
Figura 62 –	Deformação volumétrica específica x tensão vertical.....	107
Figura 63 –	Coeficiente de adensamento vertical.....	109
Figura 64 –	Variações das deformações de colapso com a tensão vertical.....	110
Figura 65 –	Comportamento idealizado do ensaio.....	111
Figura 66 –	Resultado dos ensaios de cisalhamento direto-condição natural a) $\tau$ x $\epsilon$ b) $\Delta v$ x $\epsilon$ .....	113
Figura 67 –	Resultado dos ensaios de cisalhamento direto-condição inundada a) $\tau$ x $\epsilon$ b) $\Delta v$ x $\epsilon$ .....	114
Figura 68 –	Envoltórias de resistências máximas na condição natural.....	115
Figura 69 –	Tensão Cisalhante <i>versus</i> Deformação Axial ( $\tau$ x $\epsilon_a$ ).....	117
Figura 70 –	Deformação específica volumétrica <i>versus</i> deformação específica....	117
Figura 71 –	Trajetória de tensões.....	118
Figura 72 –	Envoltória de Ruptura.....	118
Figura 73 –	Curva característica do solo.....	120
Figura 74 –	PCE I (E5P4): Curva Carga x Recalque.....	123
Figura 75 –	PCE II (E5P1): Curva Carga x Recalque.....	125
Figura 76 –	PCE III (E5P18): Curva Carga x Recalque.....	127
Figura 77 –	Curva Carga x Recalque.....	128
Figura 78 –	Ajustes PCE II (E5P1) .....	130
Figura 79 –	Ajustes PCE III (E5P18) .....	131
Figura 80 –	Comparação entre recalques elásticos e totais – E5P1.....	132
Figura 81 –	Comparação entre recalques elásticos e totais – E5P18.....	133
Figura 82 –	Comparação Recalque sob diferentes módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson.....	134
Figura 83 –	Retroanálise do Módulo Elasticidade para a carga de 349,0 kN da estaca E5P1.....	134

Figura 84 –	Retroanálise do Módulo Elasticidade para a carga de 349,0 kN da estaca E5P18.....	135
Figura 85 –	Resultado da retroanálise do módulo de elasticidade-E5P1.....	136
Figura 86 –	Resultado da retroanálise do módulo de elasticidade-E5P18.....	136
Figura 87 –	Retroanálise do Módulo de Elasticidade.....	137
Figura 88 –	Recalque dos Blocos B1 (E5P1) e B2 (E5P18).....	139
Figura 89 –	Recalque do bloco/recalque da estaca.....	139
Figura 90 –	E5P1:Recalque estimado R&W com E correlação SPT.....	140
Figura 91 –	E5P18: Recalque estimado R&W com E correlação SPT.....	140

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Métodos de Extrapolação da Curva carga-recalque.....	31
Tabela 2 –	Modelos de Cálculo de Recalque de Estacas.....	36
Tabela 3 –	Ensaio de Laboratório.....	70
Tabela 4 –	Profundidade das amostras coletadas .....	71
Tabela 5 –	Características das estacas que compõem a fundação .....	81
Tabela 6 –	Provas de Carga.....	85
Tabela 7 –	Estágios de carregamento.....	85
Tabela 8 –	Composição granulométrica, limites de consistência e densidade real dos grãos.....	103
Tabela 9 –	Caracterização de solos da Formação Barreiras em João Pessoa-PB.....	105
Tabela 10 –	Condições iniciais e finais das amostras.....	106
Tabela 11 –	Índices de compressão ( $C_c$ ) e de expansão ( $C_s$ ).....	108
Tabela 12 –	Condições iniciais e finais dos corpos de prova ensaiados.....	112
Tabela 13 –	Parâmetros de resistência do solo.....	115
Tabela 14 –	Valores de $c'$ e $\phi'$ em solos de João Pessoa.....	116
Tabela 15 –	Parâmetros de resistência.....	118
Tabela 16 –	PCE I (E5P4): Resultado do ensaio.....	122
Tabela 17 –	PCE I (E5P4): Resumo do Ensaio.....	123
Tabela 18 –	PCE I: Deslocamento das estacas de reação.....	124
Tabela 19 –	PCE II (E5P1): Resultado do Ensaio.....	124
Tabela 20 –	PCE II (E5P1): Resumo do Ensaio.....	125
Tabela 21 –	PCE II: Deslocamento das estacas de reação.....	126
Tabela 22 –	PCE III (E5P18): Resultados do Ensaio.....	126
Tabela 23 –	PCE III (E5P18): Resumo do Ensaio.....	127
Tabela 24 –	PCE III: Deslocamento das estacas de reação.....	127
Tabela 25 –	Resultados da extrapolação das provas de carga.....	129
Tabela 26 –	Recalques calculados para o bloco (9 estacas) .....	137
Tabela 27 –	Recalque do bloco de estacas - Bloco B1.....	138
Tabela 28 –	Recalque do bloco de estacas - Bloco B18.....	138
Tabela 29 –	Estimativa de recalque (mm) e erro relativo (%) .....	141

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>18</b>
1.1	OBJETIVOS	18
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo Geral</b>	<b>18</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos Específicos</b>	<b>19</b>
1.2	JUSTIFICATIVA	19
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	19
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b>	<b>21</b>
2.1	INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO PARA FUNDAÇÕES	21
2.2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS	23
2.3	ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE	24
<b>2.3.1</b>	<b>Estaca Escavada sem auxílio de revestimento ou fluido estabilizante</b>	<b>26</b>
2.4	PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA	27
<b>2.4.1</b>	<b>Retroanálise de Provas de Carga Estáticas</b>	<b>32</b>
2.5	RECALQUES DE FUNDAÇÕES	32
<b>2.5.1</b>	<b>Recalques de Estacas Isoladas</b>	<b>34</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Mecanismo de Transferência de Carga</b>	<b>35</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Método de Poulos e Davis (1980)</b>	<b>38</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Método de Randolph e Wroth (1978)</b>	<b>41</b>
<b>2.5.5</b>	<b>Grupo de Estacas</b>	<b>45</b>
<b>2.5.6</b>	<b>Parâmetros de deformação dos solos</b>	<b>46</b>
2.6	SOLOS NÃO SATURADOS	46
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA</b>	<b>51</b>
3.1	GEOLOGIA	52
3.2	Formação Barreiras	56
3.3	GEOMORFOLOGIA	58
3.4	PEDOLOGIA	62
3.5	CLIMA	63
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>69</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	69
<b>4.1.1</b>	<b>Coleta de Amostras</b>	<b>73</b>

4.1.2	<b>Curva Característica</b>	<b>74</b>
4.2	EXECUÇÃO DAS ESTACAS	77
4.3	PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS	80
4.3.1	<b>Características da obra</b>	<b>80</b>
4.3.2	<b>Características do ensaio</b>	<b>85</b>
4.3.3	<b>Carregamento</b>	<b>85</b>
4.3.4	<b>Sistema de Reação</b>	<b>86</b>
4.3.5	<b>Sistema de Medição</b>	<b>89</b>
4.4	RETROANÁLISE DA PROVA DE CARGA E ESTIMATIVA DE RECALQUE	93
<b>5</b>	<b>RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA</b>	<b>95</b>
5.1	SONDAGENS	95
5.2	PERFIL DE UMIDADE	101
5.3	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA	102
5.4	ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO	105
5.5	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	112
5.6	ENSAIO TRIAXIAL (CID)	116
5.7	CURVA CARACTERÍSTICA	119
<b>6</b>	<b>RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA E ESTIMATIVAS DE RECALQUE</b>	<b>122</b>
6.1	PROVA DE CARGA ESTÁTICA I – ESTACA E5P4	122
6.2	PROVA DE CARGA ESTÁTICA II – ESTACA E5P1	124
6.3	PROVA DE CARGA ESTÁTICA III – ESTACA E5P18	126
6.4	INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA	128
6.5	RETROANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA	133
6.6	ESTIMATIVA DE RECALQUE PELO MÉTODO DE RANDOLPH- WROTH (1979)	139
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>142</b>
7.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	142
7.1.1	<b>Sondagens</b>	<b>142</b>
7.1.2	<b>Perfil de Umidade</b>	<b>143</b>
7.1.3	<b>Análise Granulométrica e Limites de Consistência</b>	<b>143</b>
7.1.4	<b>Ensaio Edométrico Duplo</b>	<b>143</b>

<b>7.1.5</b>	<b>Ensaio De Cisalhamento Direto</b>	<b>144</b>
<b>7.1.6</b>	<b>Ensaio Triaxial (CID)</b>	<b>144</b>
<b>7.1.7</b>	<b>Curva Característica Do Solo</b>	<b>144</b>
7.2	PROVAS DE CARGA	145
7.3	RETROANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA	146
7.4	ESTIMATIVA DE RECALQUE PELO MÉTODO DE RANDOLPH WROTH (1979)	146
7.5	SUGESTÕES PARA FUTROS TRABALHOS	146
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>148</b>
	<b>ANEXO A – SONDAGEM SP-01</b>	<b>154</b>
	<b>ANEXO B – SONDAGEM SP-02</b>	<b>155</b>
	<b>ANEXO C – SONDAGEM SP-03</b>	<b>156</b>
	<b>ANEXO D – SONDAGEM SP-04</b>	<b>157</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Um terreno ao receber obras de engenharia tem seu estado de tensão alterado. No caso da implantação de uma edificação, haverá um acréscimo de carregamento no maciço transmitido pelos elementos estruturais de fundação. Entender o comportamento do sistema de fundação implica entender o comportamento do solo perante a aplicação de cargas. Dessa forma, para embasar o projeto, faz-se necessário realizar uma investigação geotécnica que compreenda ensaios de laboratório e/ou campo, etapa muitas vezes negligenciada na construção civil.

O desempenho adequado de fundações está diretamente ligado ao modo de transferência de carga entre o elemento estrutural e a o solo. As verificações quanto à segurança à ruptura (Estado limite último - ELU) fazem parte da rotina de um projetista de fundações. Entretanto, quando se trata de fundações profundas, a verificação das deformações geralmente não é realizada.

A previsão de recalques de edificações apresenta-se como um desafio à engenharia geotécnica por envolver uma série de fatores que varia conforme nível de carregamento, da interação entre os elementos estruturais e solo, da rigidez, entre outros. A utilização de provas de carga estáticas permite desenvolver o entendimento do comportamento de estacas isoladas quando carregadas. Esta pesquisa almeja utilizar provas de carga para confrontar os resultados de estimativa de recalque de estacas, bem como obter através deste ensaio parâmetros de deformabilidade e sua influência no cálculo de recalque de estacas.

### 1.1 OBJETIVOS

Este trabalho possui os seguintes objetivos geral e específicos.

#### 1.1.1 Objetivo Geral

- Ampliar o conhecimento das características geológico-geotécnicas de um solo não-saturado da Formação Barreiras e analisar a estimativa de recalque de estacas do tipo escavada através de método teórico.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar a caracterização geológico-geotécnica de solo não-saturado pertencente à Formação Barreiras;
- Obter a curva característica do solo;
- Interpretar a curva carga-recalque de provas de carga estáticas realizadas em estacas escavadas;
- Retroanalisar provas de carga para obtenção dos parâmetros de deformabilidade do solo;
- Analisar a variação dos parâmetros de deformabilidade com o nível de carregamento;
- Utilizar os parâmetros obtidos na retroanálise para estimativa do recalque do grupo de estacas (bloco);
- Comparar os valores de recalques medidos em provas de carga com os obtidos através de estimativa por método teórico.

### 1.2 JUSTIFICATIVA

Visto que a região de Tambauzinho (João Pessoa-PB) encontra-se sobre os Tabuleiros Costeiros da Formação Barreiras, área com intenso processo de urbanização e verticalização, o programa de investigação e caracterização geológico-geotécnica deste trabalho visa contribuir com o conhecimento sobre o subsolo da cidade, no qual estão sendo assentadas fundações de obras cada vez mais robustas.

Ademais, na área de estudo deste trabalho, encontra-se em construção um edifício multifamiliar cuja fundação constitui-se em estacas escavadas que foram submetidas a provas de carga estática. Entender o comportamento de estacas quando carregadas no que se refere ao nível de deformações é uma prática que deve ser implementada e virar rotina nos projetos de fundações profundas.

### 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

- Capítulo 1 – Introdução: Neste capítulo são apresentadas as considerações iniciais sobre o tema, os objetivos da pesquisa, bem como a importância e justificativa da dissertação.

- Capítulo 2 – Referencial Teórico: Este capítulo resume todos os conceitos teóricos que embasam a dissertação.
- Capítulo 3 – Caracterização Geral da Área: apresenta-se aqui toda a caracterização prévia da região de João Pessoa, referente aos aspectos geológicos, geomorfológicos, pedológicos e climáticos.
- Capítulo 4 – Metodologia: Neste item apresentam-se, inicialmente, os procedimentos adotados para a caracterização geotécnica do terreno, incluindo as diretrizes empregadas nos ensaios de campo, nos ensaios de laboratório, como também na coleta de amostras para realizá-los. Em seguida, encontra-se a metodologia de execução das estacas, das provas de carga. Ademais, a metodologia de utilização de prova de carga para obtenção dos parâmetros de deformabilidade do solo através de retroanálise e a de estimativa do recalque.
- Capítulo 5 – Resultados da Caracterização Geotécnica: Neste capítulo são apresentados os resultados de sondagens e toda a caracterização do solo, bem como a curva característica.
- Capítulo 6 – Resultados das Provas de Carga e Estimativas de Recalque: Neste item apresentam-se os resultados das provas de carga, de suas retroanálises, bem como das estimativas de recalque.
- Capítulo 7 – Conclusão: apresentam-se neste capítulo as considerações finais e as sugestões para futuras pesquisas.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Apresenta-se neste capítulo a revisão bibliográfica que fundamentou este trabalho, sobretudo no que se refere à investigação geológico-geotécnica e ao estudo de fundações por estacas, especialmente voltada para o comportamento perante a aplicação de carga e desenvolvimento de recalques.

### 2.1 INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO PARA FUNDAÇÕES

O solo, por ser um material natural, possui uma variabilidade inerente decorrente dos diferentes processos de formação e evolução a que foi submetido. O conhecimento da estratigrafia do subsolo, de suas características e propriedades geomecânicas visa a compreensão de seus mecanismos de funcionamento e como estes variam espacialmente. “Como o meio físico é o cenário onde se inserem as obras de engenharia, é importante estudá-lo afim de se conhecer as potencialidades e as limitações para a implantação de uma obra” (GUSMÃO FILHO, 1998. p. 81.).

De acordo com Bezerra (2018), diversos projetos geotécnicos como pavimentação, fundação de edifícios, estruturas de contenção, entre outros, são otimizados quando se conhece os parâmetros geotécnicos do solo local, sobretudo os relacionados à deformabilidade e resistência. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), para que se satisfaçam os requisitos fundamentais de um projeto, o conhecimento geotécnico e o controle de execução são mais relevantes que a precisão de modelos de cálculo e coeficientes de segurança adotados, fato reconhecido pela experiência internacional.

Para embasar o projeto, faz-se necessário realizar uma investigação geotécnica que compreenda ensaios de laboratório e/ou campo, etapa muitas vezes negligenciada na construção civil. Tendo em vista a determinação da fundação de uma edificação, cada obra terá sua investigação e quantificação dos dados necessários. A abrangência desta etapa dependerá de variáveis como o porte e funcionalidade da obra, a concepção estrutural adotada, os problemas do solo, entre outros.

Anteriormente à definição do programa de investigação, deve-se coletar informações sobre as características geológico-geotécnicas da região, como também sobre a prática de fundações nas demais obras nas áreas adjacentes à futura

construção, como indicam Danziger e Lopes (2021). A investigação e experiência prévia de outras obras direcionará a programação, entretanto, por mais próximas que sejam, não eliminam a necessidade de investigação específica para o local.

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), a identificação, determinação da espessura, orientação, condições de resistência (consistência e compacidade) de cada camada, o nível de implantação da fundação dentro do perfil de sondagem, bem como a variação sazonal do nível d'água são requisitos mínimos para se ter conhecimento para a elaboração de um projeto de fundações. Ressalta-se que as características de resistência e compressibilidade são imprescindíveis na previsão do comportamento de fundações.

Acertadamente, o projetista de fundações envolve-se desde o início no processo de investigação. No entanto, a prática difere do ideal, conforme relatam Danziger e Lopes (2021). Os autores mencionam que devido ao curto prazo disponível para elaboração do projeto, como também, à dificuldade de coletar amostras indeformadas em profundidade (fundações profundas), o solo não é investigado por meio de ensaios de laboratório; opta-se por ensaios de campo para obtenção dos parâmetros e, de fato, ao projetista é entregue as informações da estrutura juntamente com um grupo de sondagens.

A NBR 6122 – Projeto e execução de fundações (ABNT, 2019) traz as etapas de investigação para elaboração do projeto, as quais devem ser programadas em função do porte da obra e deve iniciar por uma investigação geológica, com vistoria local complementada por estudos adicionais. A norma indica que em qualquer edificação deve ser realizadas uma investigação geotécnica preliminar com, no mínimo, sondagens a percussão (SPT) de acordo com a NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio (ABNT, 2020).

A NBR 8036 – Programação de sondagem de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento (ABNT, 1983), indica o número mínimo de sondagens por obra, variando com a área de projeção da edificação em planta. A necessidade de complementação das informações deve ser avaliada pelo projetista de fundações em função dos resultados da investigação preliminar. O projetista pode solicitar sondagens adicionais ou mistas, bem como demais ensaios de campo, como Ensaio de Penetração de Cone (CPT), Piezonocone (CPTu), Ensaio de Palheta (*Vane Test*), ou ainda, a coleta de amostras para ensaios de laboratório.

A previsão do comportamento das fundações, em termos de ruptura e de serviço, requer o conhecimento mais aprofundado do solo por meio de ensaios específicos e mais sofisticados. A investigação geotécnica atua de forma a minimizar as incertezas, conferindo maior segurança ao projeto, como também reduzindo custos. Salienta-se que caso a investigação do subsolo seja insuficiente ou mal interpretada poderá acarretar o aparecimento de patologias ou o mau desempenho da fundação e, até mesmo, a má funcionalidade da obra ou colapso.

## 2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS

A fundação de uma obra de engenharia constitui-se pelo conjunto formado pelo elemento estrutural e o solo. Os elementos estruturais de fundação subdividem-se em rasos (diretos ou superficiais) e profundos; a transmissão do carregamento recebido da superestrutura ao terreno no qual estão apoiados se dá através da base do elemento, pelo seu fuste ou por ambos.

O maciço, receptor de todo o carregamento, deve possuir características necessárias à garantia da estabilidade, assegurando-a quanto ao colapso (estado limite último) e deformações excessivas (estado limite de serviço). Tais condições, de segurança e bom desempenho, devem ser garantidas ao longo da vida útil da fundação; destarte, atende-se também aos requisitos de durabilidade.

A definição do tipo de fundação é embasada, principalmente, nas propriedades do terreno obtidas através de investigação do subsolo do local. A capacidade de suporte do terreno é uma informação primordial para essa definição. Além disso, alguns fatores devem ser cuidadosamente avaliados para que a escolha seja técnica e economicamente adequada, como o processo executivo e sua viabilidade, custos diretos e associados, e demais particularidades técnicas da obra.

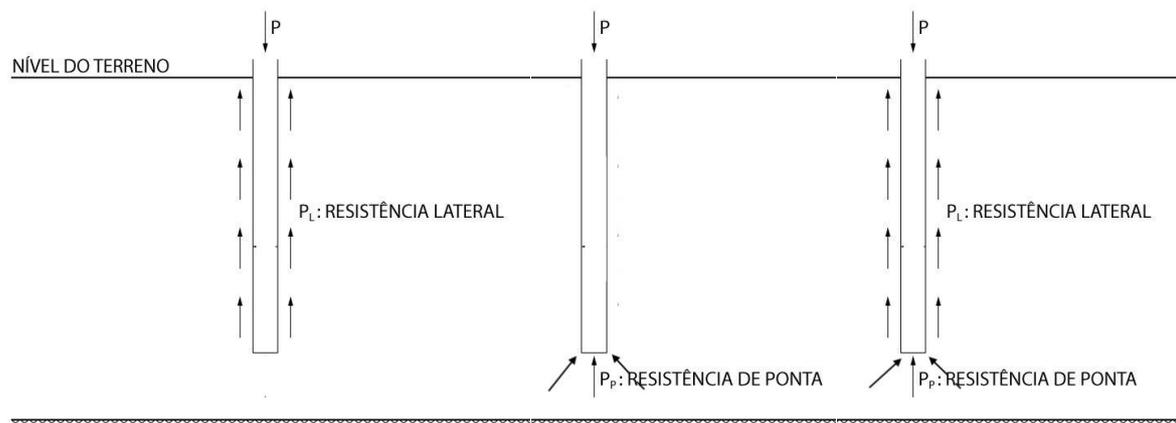
Segundo a Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações - NBR 6122 (ABNT, 2019), classifica-se como fundação profunda o elemento que realiza a transmissão da carga ao terreno ou pela base, ou pelo fuste, ou por uma combinação das duas, devendo a ponta estar apoiada em profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m. Geralmente, na presença de solo pouco resistente ou compressível, opta-se por fundações profundas para que o carregamento seja transmitido até uma profundidade de compressibilidade e resistência adequada.

As estacas, elementos classificados como fundação profunda, são caracterizadas por sua esbeltez – elevado comprimento e pequena seção transversal – são comumente empregadas em grupo e solidarizadas por um bloco de coroamento (ALBUQUERQUE E GARCIA, 2020). Diversos critérios são utilizados para classificação das estacas, como seu material, comportamento, técnica de execução, finalidade ou ainda pelo efeito que provoca no solo. Emprega-se estacas de concreto, aço e madeira, esta última com pouca utilização no Brasil, geralmente em obras provisórias. As estacas de concreto podem ser pré-moldadas ou moldadas *in loco*. Quanto ao processo executivo, quando há remoção do solo e o espaço gerado ocupado pela estaca, esta é dita de substituição. Quando há apenas o deslocamento do solo, sem sua remoção, as estacas são denominadas estacas de deslocamento.

### 2.3 ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE

Quando solicitadas por um carregamento axial ( $P$ ), estacas podem trabalhar apenas através do atrito lateral mobilizado pelo fuste, sendo a resistência de ponta desprezível. Neste caso denomina-se estaca flutuante. Para o caso de uma estaca de ponta, a transferência de carga ocorre somente pela mobilização da ponta. Comumente o que ocorre é a combinação das duas: mobilização da resistência lateral e ponta. Através da Figura 1, visualiza-se como pode ocorrer a transferência do carregamento do elemento estrutural para o solo.

Figura 1 – Transferência da carga para o solo



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Destarte, a capacidade de carga de um sistema estaca-solo ( $R$ ) é definida pela seguinte expressão:

$$R = R_p + R_L \quad (1)$$

Em que:

$R_p$ : Resistência de ponta;

$R_L$ : Resistência lateral.

A aplicação gradativa do carregamento mobiliza continuamente as tensões resistentes na estaca. Simplifica-se que a mobilização da ponta só começa a ocorrer após esgotar todo o atrito lateral. Na realidade, a parcela de contribuição da ponta na resistência ocorre simultaneamente à do atrito lateral, desde o início da solicitação pelo carregamento. Ocorre que quando a resistência por atrito lateral é esgotada, a resistência de ponta ainda foi pouco mobilizada. No caso de estacas escavadas, necessita-se de um recalque em torno de 30% do diâmetro da base para que se chegue à máxima mobilização da ponta.

A capacidade de carga, carga de ruptura, capacidade de carga na ruptura, ou carga última de uma fundação por estacas, conforme afirma Cintra e Aoki (2010), corresponde à máxima resistência que o sistema estaca-solo pode oferecer ou ao valor representativo da condição de ruptura do sistema (elemento estrutural e geotécnico). A NBR 6122 (ABNT, 2020) define como carga de ruptura de uma fundação ( $R_{ult}$ ) a “carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho”.

A partir da aplicação do fator segurança global à capacidade de carga chega-se ao valor de carga admissível ( $R_{adm}$ ). Segundo Albuquerque e Garcia (2020), a capacidade de carga pode ser estimada através de fórmulas estáticas (teóricas e semiempíricas), fórmulas dinâmicas, modelos numéricos e provas de carga. A NBR 6122 (ABNT, 2019) ressalta que os métodos devem ser empregados nos domínios da validade de aplicação considerando as particularidades de cada tipo de estaca e projeto.

As formulações teóricas baseiam-se nos princípios da mecânica dos solos para obtenção da capacidade de carga (resistência lateral e de ponta). No entanto, seu uso, de acordo com Cintra e Aoki (2010), deve ser restrito pois apesar de haver inúmeras pesquisas e propostas de fórmulas, estas são pouco utilizadas em projetos

devido a suas limitações e à discrepância entre as proposições, o que pode gerar baixa confiabilidade.

Métodos semiempíricos, por sua vez, são propostos a partir de correlações com ensaios em campo e ajustados por provas de carga. Décourt-Quaresma (1978), Aoki-Velloso (1975), Teixeira (1996), Alonso (1996), Antunes e Cabral (1996), entre outros são alguns dos métodos semiempíricos tradicionais. As formulações dinâmicas baseiam-se nos resultados da cravação (exclusivas para estacas cravadas à percussão). Entre as fórmulas existentes podemos citar a Fórmula de Brix, Fórmula dos holandeses (Woltmann), Fórmula Eytelwein.

Conforme apresentado em Cintra e Aoki (2010), os valores de capacidade de carga previstos no projeto diferem dos valores reais do estaqueamento executado essencialmente pelos seguintes fatores: os métodos de cálculo estimam valores de capacidade de carga aproximados, o solo possui variabilidade de suas características na região do estaqueamento e a escolha do projetista em adotar o(s) comprimento(s) das estacas. A capacidade de carga real fica então desconhecida. Como consequência, o fator de segurança real da fundação é também desconhecido.

Segundo os autores supracitados, a realização de provas de carga estáticas, em quantidade representativa de estacas, possibilita conhecer um valor médio de resistência e calcular o fator de segurança real global. As provas de carga são assim a melhor forma de se obter a capacidade de carga por ser um ensaio em escala real. No entanto, utiliza-se, na maioria dos casos, para avaliar o desempenho da fundação executada.

### **2.3.1 Estaca Escavada sem auxílio de revestimento ou fluido estabilizante**

Estacas de concreto moldadas *in loco*, que, para a perfuração do furo no solo, se faz uso de trado helicoidal, sem o emprego de revestimentos ou fluidos estabilizantes são indicadas para solos coesivos e regiões acima do nível d'água, visto que requerem a estabilidade do furo para sua execução. Utiliza-se trado manual para estacas com até 40 cm de diâmetro e trado mecânico para estacas com diâmetros maiores.

Sumariamente, o processo executivo constitui-se pela perfuração do furo (com retirada de material), colocação da armadura e, posteriormente, concretagem. Ressalta-se que ao realizar a escavação e atingir a profundidade prevista, deve-se

realizar a limpeza do fundo para retirada de material desagregado. Devido à dificuldade em garantir a execução da ponta com qualidade, alguns projetistas desprezam a sua resistência. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), o concreto deve apresentar  $f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$ , consumo mínimo de cimento de  $300 \text{ kg/m}^3$  e apresentar *slump* mínimo de 8 cm para estacas não armadas e 12 cm para estacas armadas (DANZIGER E LOPES, 2021).

Quanto à sequência executiva, a NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que não se deve executar estacas com espaçamento inferior a 3 diâmetros em intervalo inferior a 12h (considerando a estaca de maior diâmetro) e que pelo menos 1% das estacas e, no mínimo 1 por obra, deve ser escavada até abaixo da cota de arrasamento para averiguação de sua integridade e qualidade do fuste. As estacas escavadas solicitadas por tensão de compressão simples abaixo de 5 MPa não necessitam armadura, com exceção da armadura de ligação com o bloco. Estacas submetidas a esforços transversais ou de tração, devem ter sua armadura dimensionada para tais esforços.

## 2.4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA

A Prova de carga estática (PCE) consiste em um ensaio realizado em estacas para conhecimento da capacidade de carga, bem como avaliação dos recalques. O ensaio segue as diretrizes da NBR 16903 (ABNT, 2020) Solo – Prova de carga estática em fundação profunda; a referida norma define como objetivo do ensaio a avaliação do comportamento carga *versus* deslocamento e a estimativa das características de capacidade de carga.

De acordo com Albuquerque e Garcia (2020), as seguintes motivações levam a execução de provas de carga:

- Garantir que a fundação não romperá quando sob certa carga de projeto;
- Averiguar a integridade do elemento estrutural;
- Definir a carga de ruptura e compará-la às previsões de projeto;
- Precisar o comportamento carga *versus* recalque;
- Identificar o recalque para a carga admissível da fundação.

A prova de carga estática consiste em aplicar estágios graduais de carregamento, com registros dos recalques associados a cada estágio. A carga pode ser aplicada de forma lenta, rápida, cíclica ou dinâmica, bem como o esforço pode ser de tração, compressão ou flexocompressão; o ensaio visa replicar as condições de carregamento impostas pela estrutura à fundação. O ensaio pode ainda ser realizado sob carga controlada, deformação controlada ou pelo método do equilíbrio.

Realiza-se o ensaio em estacas teste até a ruptura ainda durante a fase de projeto para ajustá-lo, ou com o estaqueamento em andamento para avaliação do desempenho da fundação, sendo a carga de ensaio duas vezes o valor da carga admissível prevista em projeto. Falconi *et. al.* (2016) demonstram as vantagens da realização de provas de carga estática previamente à elaboração do projeto. Ademais, a NBR 6122 (ABNT, 2019) possibilita reduzir o fator de segurança quando a execução é anterior ao projeto, o que os autores Cintra e Aoki (2010) julgam arriscado e recomendam não utilizar fator menor que 2,0 sem uma análise de confiabilidade.

Danziger e Lopes (2021) destacam que no caso de provas de carga realizadas em estacas da obra, estas devem ser escolhidas ao acaso ou pela fiscalização, visto que estacas predefinidas a serem submetidas a provas de carga podem ter sua execução diferenciada. Os autores consideram a realização do ensaio em 1% do estaqueamento uma amostragem razoável.

Falconi *et al.* (2019) ressalta que a após 2010, a norma de fundações incentivou a execução de provas de carga:

Ao incentivar a execução de provas de carga estática, a norma de fundações de 2010 possibilitou ampliar o conhecimento e o comportamento dos elementos de fundação profunda. Anteriormente a 2010, poucas ou quase nenhuma prova de carga era executada, devido a alegadas dificuldades financeiras e executivas. Atualmente as provas de carga estática fazem parte da definição do projeto ou mesmo da confirmação das hipóteses durante ou depois da execução das fundações (FALCONI *et al.*, 2019).

Para a execução do teste, necessita-se de um sistema de reação que pode ser do tipo cargueira, tirante ou estaca de reação. A cargueira consiste em preencher um caixão com material com peso correspondente ao carregamento do ensaio. Este é um sistema em desuso, aplicado ainda para pequenos valores de carga. O sistema de tirantes consiste em instalá-los ao redor da estaca a ser ensaiada, presos por uma viga metálica e ancorados ao maciço de solo ou rocha; este tipo de sistema permite carregamentos elevados e geralmente é utilizado com os tirantes inclinados.

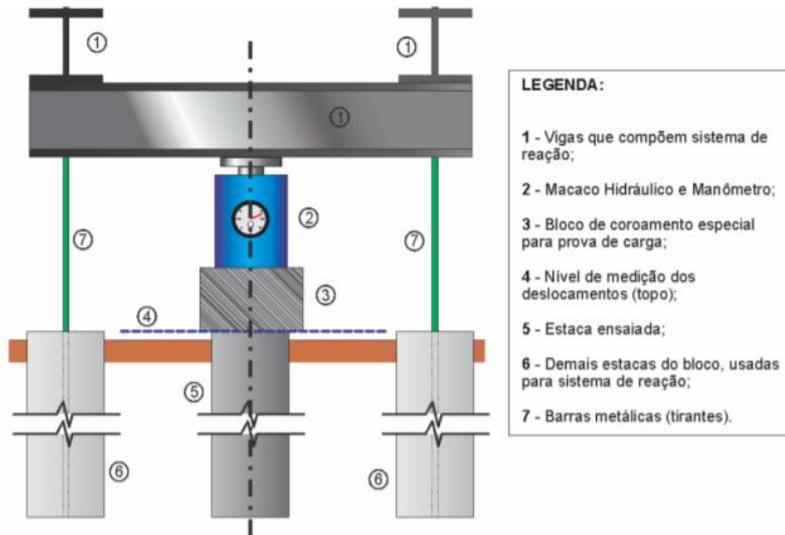
Utiliza-se um macaco hidráulico atuando contra um sistema de reação para aplicar o carregamento. O macaco hidráulico é acionado por uma bomba, manual ou elétrica, com um manômetro calibrado e instalado para monitorar a carga aplicada em cada estágio; para isso, podem ser utilizadas também células de carga que realizam a monitoração da carga com maior precisão. Com o uso de defletômetros ou transdutores de deslocamentos, medem-se os recalques no topo da estaca que deve ter um bloco de coroamento. Os defletômetros devem ser instalados em dois eixos ortogonais e fixados em vigas de referência. A NBR 12131 (ABNT, 2020) determina que se deve proteger os equipamentos e sistema de reação dos efeitos de vento, chuva, sol e principalmente variação de temperatura.

Dada e Massad (2019) recomendam a execução de diferentes métodos de ensaio em estacas próximas com características semelhantes (tipo de estaca e subsolo) para obtenção de maior quantidade de dados e validação dos resultados entre si; entretanto, a execução de um ou mais ensaios diferentes na mesma estaca pode provocar erros de interpretação dos resultados, devido a modificação das condições da estaca e dos parâmetros em cada ensaio.

As estacas de reação são também instaladas ao redor da estaca a ser ensaiada, possuindo barras de aço ancoradas internamente e fixadas a uma viga metálica. As estacas são geralmente verticais e integralmente armadas a tração. Na Figura 2 encontra-se um sistema de prova de carga estática com estacas de reação. A resistência mobilizada pela fundação (estaca-solo) é obtida pelo princípio da ação e reação, sendo igual ao carregamento aplicado.

Quando a bomba é acionada, o macaco hidráulico aplica a carga à viga que está fixada ao sistema de reação. A viga então reage comprimindo a estaca, sendo desta forma aplicada o carregamento no seu topo. Como mencionado no topo deve ter um bloco de coroamento, onde serão posicionados o macaco hidráulico ou a célula de carga. Abaixo da viga ou do caixão de reação, no caso do tipo cargueira, deve-se entrepor com o bloco uma rotula de aço, que visa evitar excentricidades no carregamento.

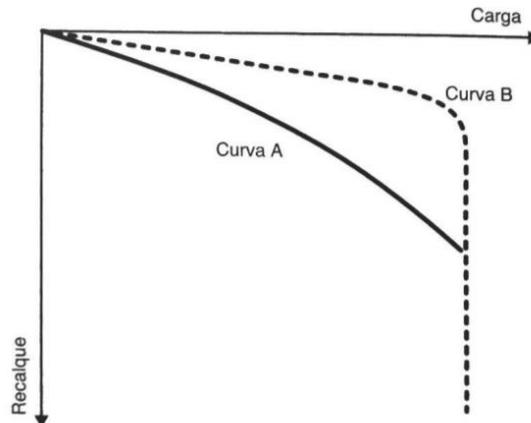
Figura 2 – Prova de Carga Estática à compressão com estacas de reação



Fonte: Oliveira (2013 *apud* SANTOS, 2020)

Com os dados obtidos a partir do ensaio, plota-se a curva carga *versus* recalque. A interpretação da curva-carga recalque permitirá definir a carga admissível na estaca. Os dados representam o comportamento de uma estaca isolada, devendo ser analisado o efeito do grupo. Como pode ser observado na Figura 3, a curva do tipo A (aberta) não indica ruptura nítida, demonstra que o acréscimo de carga continuará mobilizando resistência. Enquanto a curva B apresenta ruptura nítida, atingiu-se a capacidade máxima do conjunto estaca-solo.

Figura 3 – Carga *versus* recalque



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020)

Segundo Danziger e Lopes (2021), precisa-se de um critério ao interpretar as curvas, pois a representação gráfica (visual) pode levar a um erro de entendimento. Os critérios podem basear-se em:

- Na convenção de um valor do recalque;
- Na busca por uma assíntota vertical;
- Na aplicação de uma regra geométrica à curva;
- E na caracterização da ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base.

No caso de curvas do tipo aberta, quando a carga poderia aumentar sem indício de ruptura, pode-se extrapolar o gráfico carga *versus* recalque para definir qual a carga última que o sistema é capaz de mobilizar. Este método corresponde a segunda categoria – busca por uma assíntota vertical; a extrapolação ajusta o gráfico obtido em prova de carga através de uma equação matemática. Alguns métodos para extrapolação utilizados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Métodos de Extrapolação da Curva carga-recalque

Método	Forma da Curva	Equação
Van der Veen (1953)	Exponencial	$Q = Q_{ULT} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot s})$
Van der Veen	Exponencial	$Q = Q_{ULT} \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot s + \beta)})$
Chin (1970)	Hiperbólica	$Q_{ULT} = \frac{s}{C + m \cdot s}$
Método da Rigidez (DÉCOURT, 1996)	-	$Q_{ULT} = \lim_{s \rightarrow \infty} \left( \frac{Q}{s} \right)$

Fonte: Santos (2020)

Legenda: Q = Carga;  $Q_{ULT}$  = Carga de Ruptura; s = recalque;  $\alpha$ =constante que indica a forma da curva;  $\beta$ =intercepto da curva; m e C são constantes da curva com unidades  $kN^{-1}$  e  $mm/kN$  respectivamente

Há ainda a possibilidade de executar o ensaio em estacas instrumentadas através de extensômetros elétricos (*strain gage*), assim pode-se avaliar a transmissão do carregamento na estaca durante os estágios e como trabalham as parcelas de resistência lateral e de ponta. A utilização de instrumentação da estaca durante provas de carga permite obter as parcelas de carga com maior precisão; entretanto, ainda há pouca utilização, conforme Camapum de Carvalho *et al.* (2010). Os autores relatam que o aumento no custo do ensaio, bem como no tempo de execução são fatores que reduzem o emprego deste mecanismo.

Diversos trabalhos utilizam provas de carga para a compreensão do comportamento de estacas. Rolim (2018) confrontou o resultado de prova de carga

em estaca escavada com os métodos de previsão de capacidade de carga, ainda utilizou *strain gage* para avaliar o modo de transferência de carga para o solo. Dantas (2018) avaliou o desempenho dos métodos de cálculo de capacidade de carga em estacas hélice contínua. Albuquerque e Garcia (2019) avaliaram a transferência de carga em profundidade e a capacidade de carga em estaca escavada de grande diâmetro, através de ade softwares (CESAR e UNIPILE). Falconi *et al.* (2019) compararam dados de provas de carga para discutir a importância de se projetar no estado limite de serviço, quando os recalques condicionam o projeto.

#### **2.4.1 Retroanálise de Provas de Carga Estáticas**

A retroanálise de prova de carga é um meio de determinação dos parâmetros do solo através da aplicação dos dados obtidos no ensaio em formulações teóricas. Recorre-se a retroanálise, devido à dificuldade que se encontra em impor condições de campo aos ensaios de laboratório. Os valores encontrados através da retroanálise devem ser confrontados com correlações empíricas para que se possa utilizá-los para estacas com diferentes diâmetros e grupo de estacas (POULOS, 2012 *apud* SANTOS, 2020).

Benegas (1993) obteve valores do módulo de cisalhamento ( $G$ ), que foram correlacionados com resultados de CPT e SPT, por meio da retroanálise de um conjunto de provas de carga. Santos (2020), em sua análise sobre o recalque e interação entre estacas de um edifício localizado em Recife, determinou o módulo de deformabilidade do solo através da retroanálise de prova de carga.

Conforme ressaltam Carvalho e Danziger (2011), retroanálises permitem a “obtenção de parâmetros mais realistas de compressibilidade do solo, essenciais a estimativas mais aproximadas de recalques na prática da engenharia”.

### **2.5 RECALQUES DE FUNDAÇÕES**

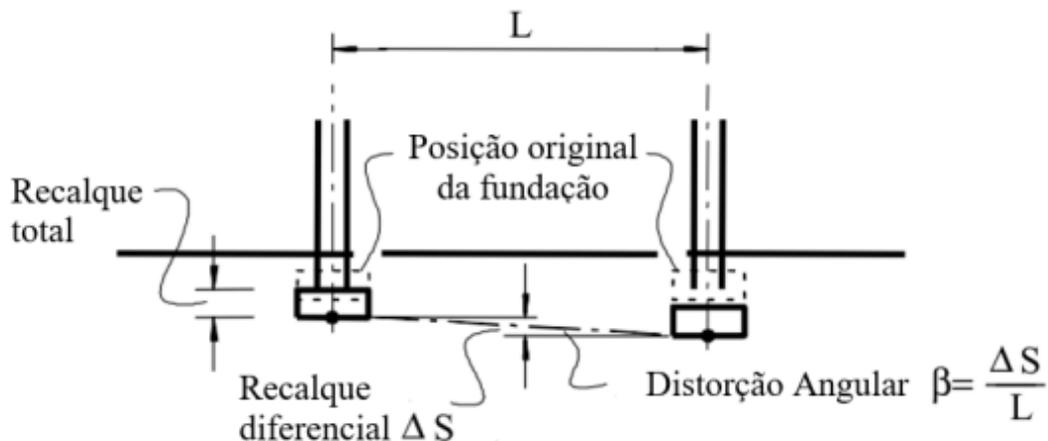
Geralmente, no dimensionamento de estacas, projeta-se com ênfase em atender aos critérios do estado limite último (ELU) – referente à capacidade de carga. A carga, nesse caso, é transmitida até camadas de solo com características adequadas de resistência e compressibilidade. Muito embora apresentem recalques

pequenos, necessita-se, também, avaliar o comportamento das estacas quanto ao estado limite de serviço (ELS), principalmente em estruturas com cargas elevadas.

Como precisam Albuquerque e Garcia (2020), todo acréscimo de tensão gera deformação no maciço. O que deve ser tomado em consideração são os limites admissíveis para estas deformações. Conforme os recalques evoluem, surgem patologias na edificação, que vão desde danos estéticos, passando por funcionais até chegar a danos estruturais. Os valores admissíveis não são estabelecidos em norma, necessita-se avaliar a tolerância de recalque junto a estrutura e arquitetura.

Diversos pesquisadores indicam valores para serem usados como tolerância para evitar patologias. O recalque total é definido por Burland e Worth (1974) como o movimento descendente de um pilar ou elemento de fundação. Em edifícios aporticados, de acordo com Poulos *et al.* (2001 *apud* SANTOS, 2020), o recalque total não deve exceder 50-75 mm para solos arenosos e 75-135 mm para terrenos argilosos. É importante que se avalie também os movimentos quanto ao recalque diferencial, rotação, o desaprumo e a distorção angular definidos na Figura 4.

Figura 4 – Recalque total, diferencial e distorção angular



Fonte: Poulos *et al.* (2001 *apud* SANTOS, 2020)

Quando os recalques totais ocorrem de forma uniforme em toda a estrutura, podem provocar danos estéticos e funcionais; recalques desuniformes, sem distorções, geram dano com desaprumo; já recalques desuniformes com distorção angular, geram danos arquitetônicos e estruturais. Deve-se avaliar também a velocidade de ocorrência dos recalques para compreender a tendência de comportamento da fundação.

Utiliza-se a comparação da estimativa de recalques com resultados medidos em campo. Uma das formas de se conhecer o recalque de fundações profundas é através da curva carga-recalque proveniente de Provas de Carga Estática (PCE), ou do monitoramento de recalques da estrutura. O acompanhamento de recalque apresenta-se como uma técnica que auxilia na avaliação do desempenho da edificação e das fundações visto que representa o comportamento real da obra – interação solo-estrutura (GUSMÃO, 2006). A NBR 6122 (ABNT, 2019) indica que sejam medidos os recalques em edifícios com mais de 55,0 metros de altura, bem como demais estruturas que podem ser encontradas no item 9.1 da norma.

### **2.5.1 Recalques de Estacas Isoladas**

Os métodos de cálculo de recalque de estacas disponíveis fornecem apenas uma estimativa do recalque, pois “precisam ser alimentados com propriedades de deformação dos solos, que não são obtidas diretamente, e de forma precisa, por ensaios; na prática, se recorrem a correlações, que fornecem valores aproximados ou prováveis” (DANZIGER E LOPES, 2021).

Ademais, a execução de estacas traz efeitos para o solo decorrentes de sua instalação, como mudanças no estado de tensões original e nas propriedades do solo. Estacas cravadas em um maciço modificam a rigidez do solo adjacente, estacas escavadas reduzem a rigidez. Além disso, estacas cravadas e estacas escavada submetidas a provas de carga podem reter tensões que influenciam a resposta ao carregamento. Para conhecer o recalque de uma estaca é necessário compreender também como ocorre a transferência de carga da estaca para o solo, este processo varia com o nível de carregamento (DANZIGER E LOPES, 2021).

Portanto, prever o recalque de uma estaca uma estaca isolada envolve avaliar os Efeitos de instalação e o Modo de transferência de carga. Estacas costumam ser empregada em blocos solidarizados, nesse caso há ainda que se considerar o efeito de grupo, que apresenta recalques maiores que o da estaca isolada. Diante do exposto, nota-se a dificuldade envolvida no cálculo de recalques, os métodos utilizados são soluções aproximadas.

O recalque total ( $w$ ), considerando uma carga  $P$  aplicada no topo da estaca, é constituído por uma parcela referente ao recalque da ponta somada ao encurtamento elástico do fuste.

$$w = w_s + w_p \quad (2)$$

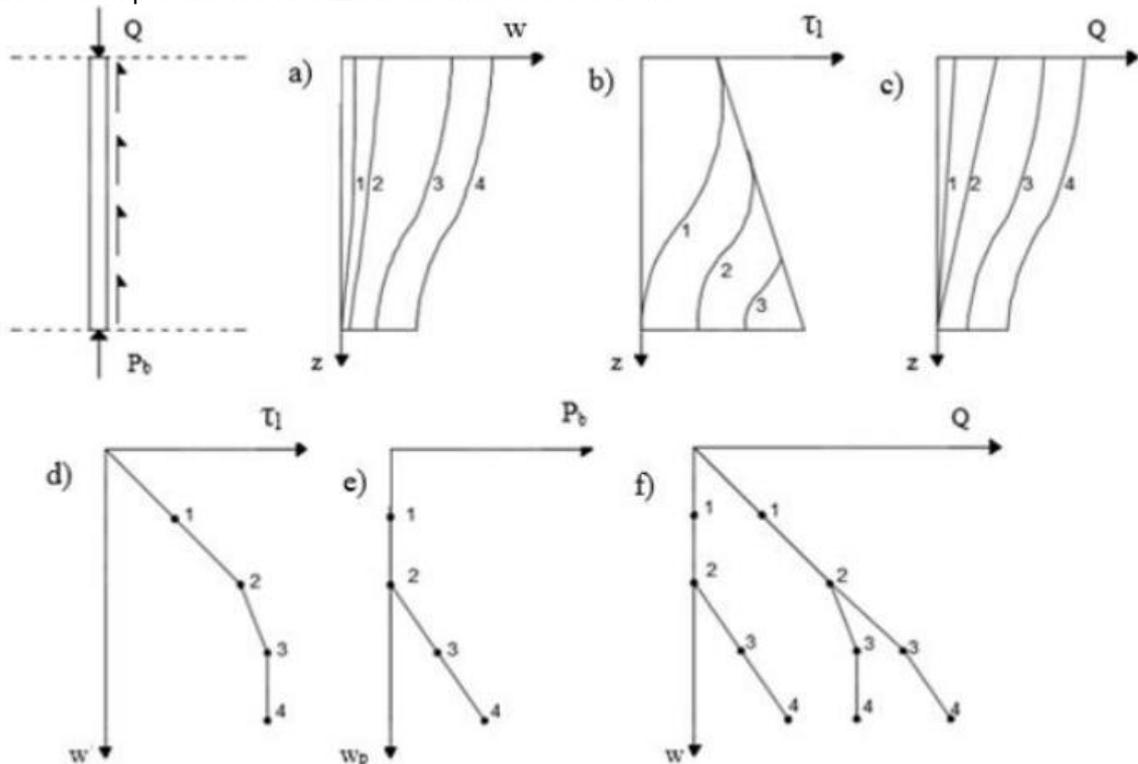
O recalque da ponta resulta da carga transmitida pela ponta e pela parcela transmitida ao longo do fuste, sendo subdividida em duas partes:

$$w = w_s + w_{pp} + w_{ps} \quad (3)$$

### 2.5.2 Mecanismo de Transferência de Carga

Entender o mecanismo de transferência consiste em estabelecer a distribuição de esforços axiais ao longo da estaca (BENEGAS, 1993). A Figura 5 apresenta diagramas fornecidos por Lopes (1979) que representam o comportamento de estacas carregada em 4 estágios, sendo último o estágio de ruptura. Inicialmente, ao receber um carregamento a mobilização do atrito lateral ocorre de cima para baixo, ocorrendo um recalque elástico.

Figura 5 - Comportamento idealizado de uma estaca esbelta



Fonte: Adaptado de Lopes (1979)

Diagramas (a) de recalque; (b) de atrito lateral; (c) de carga versus profundidade, e relações carga-recalque para (d) o fuste, (e) a base e (f) o topo da estaca

A ponta começa a mobilizar resistência após boa parte do atrito lateral ter sido mobilizado, pois os recalques para mobilização do atrito lateral são menores que os exigidos pela ponta. Nos dois primeiros estágios a transferência se dá exclusivamente pela resistência lateral. No terceiro, estágio inicia-se a mobilização da ponta quando a resistência lateral já está quase esgotada. A partir deste ponto, qualquer incremento no carregamento será transmitido para a ponta. As fases do carregamento podem ser divididas em três: deformações elásticas, plásticas e a ruptura.

Devido à dificuldade da previsão da transferência de carga, costuma-se simplificar e admitir que a solitação da ponta só se inicia após a total mobilização do atrito lateral. Desta forma, a dificuldade resume-se a compreender a distribuição do atrito lateral. Diversos autores desenvolveram métodos almejando prever quanto será o recalque de um elemento de fundação. Segundo Velloso e Lopes (2002), as metodologias utilizadas para estimativa de recalque de estacas isoladas subdividem-se em três categorias:

- Método das curvas de transferência, no qual são utilizadas curvas que expressam a relação entre a resistência desenvolvida no contato solo x estaca e o movimento da estaca em várias posições ao longo do fuste, introduzido por Coyle e Reese (1966).
- Métodos baseados na teoria da elasticidade, com o emprego das equações de Mindlin (1936) para cargas concentradas no interior do semi-espaço infinito, Poulos e Davis (1968), Randolph e Wroth (1978).
- Métodos numéricos.

Tabela 2 – Modelos de Cálculo de Recalque de Estacas

Continua				
Modelo	Tipo	Variáveis	Cálculo	Observação
Massad (1992)	Funções de Transferência de Carga	$B / y_1 / R / \nu$ $/ y_2 / f_{max}$ $/ R_{pmax}$	Solução fechada para qualquer tipo de estacas, rígidas ou compressíveis, para os primeiros ou os carregamentos subsequentes, com ou sem cargas residuais na ponta	Usa as Leis de Cambeft Modifiedas (elasto-plásticas); leva em conta as cargas residuais.
Fleming	Funções de Transferência de Carga	$M_s / E_{sp} / \nu$ $/ A_{lf} / Q_{pf}$	Solução Fechada para estacas rígidas; adiciona encurtamento estacas compressíveis.	Usa Funções Hiperbólicas; recorre à Fórmula de Boussinesq para a ponta.

Fonte: Falconi *et al.* (2017)

Tabela 2 – Modelos de Cálculo de Recalque de Estacas

				Conclusão
Modelo	Tipo	Variáveis	Cálculo	Observação
Massad (1992)	Funções de Transferência de Carga	$B / y_1 / R / \nu$ $/ y_2 / f_{max}$ $/ R_{pmax}$	Solução fechada para qualquer tipo de estacas, rígidas ou compressíveis, para os primeiros ou os carregamentos subsequentes, com ou sem cargas residuais na ponta	Usa as Leis de Cambefort Modificadas (elasto-pásticas); leva em conta as cargas residuais.
Fleming	Funções de Transferência de Carga	$M_s / E_{sp} / \nu$ $/ A_{lf} / Q_{pf}$	Solução Fechada para estacas rígidas; adiciona o encurtamento para estacas compressíveis.	Usa Funções Hiperbólicas; recorre à Fórmula de Boussinesq para a ponta.
Coyle-Reese (1966)	Funções de Transferência de Carga	$E_{sp}$	Numérico, iterativo, da ponta para o topo	Funções obtidas empiricamente; recorre à Fórmula de Boussinesq para a ponta.
Randolph-Wroth (1978,1979)	Funções de Transferência de Carga	$G / E_p / \nu$	Solução Fechada para estacas rígidas, compressíveis, em meio estratificado	Linear-Elástico Separa ações do fuste e da base; $f_{max}$ é constante ao longo do fuste Recorre à Fórmula de Boussinesq para a ponta.
Poulos e Davis (1980)	Sólido Elástico	$E_s / \nu / E_p$	Abacos	Meio Elástico, homogêneo, isotrópico. Para ponta em solo diferente; Fórmula de Boussinesq; Equilíbrio de forças num determinado elemento de estacas: envolve equilíbrio de forças e não as tensões normais; usa as Equações de Mindlin na interação solo-estaca.
Vargas	Diagrama de Transferência de Carga	Repique Elástico da Estaca	Solução Fechada	Diagrama Linear; admite repique elástico da ponta nulo ( $C3=0$ ).
Aoki	Diagrama de Transferência de Carga	CPT ou SPT	Cálculo numérico Exponencial de Van der Veen	Diagramas obtidos pelo método Aoki-Velloso Válidos para cargas acima da resistência latera; solo da ponta suposto linear Elástico; Usa as equações de Mindlin

Fonte: Falconi *et al.* (2017)

Prununciati *et al.* (2018) analisou os resultados de deslocamento para uma estaca, estimados a partir dos métodos de Poulos e Davis (1980), Vésic (1969, 1975a) e Cintra e Aoki (2010), comparando-os com o valor recalque obtido por ensaios de prova de carga.

Carvalho e Danziger (2011) apresentam uma rotina de cálculo para previsão de transferência de carga de fundações profundas ao solo, com aplicações em solos homogêneos e estratificados, com resultados comparados às soluções analíticas apresentadas por Poulos e Davis (1980).

### 2.5.3 Método de Poulos e Davis (1980)

O método para estimar o recalque de uma estaca isolada desenvolvido por Poulos e Davis (1980) é baseado na teoria da elasticidade e apresentado na forma de ábacos. Para o desenvolvimento inicial do método, foi admitido uma estaca incompressível, em meio elástico semi-infinito e homogêneo. Considerou-se a divisão da estaca em elementos uniformemente carregados e o deslocamento de cada elemento admitido como compatível com o do solo adjacente. Considerando-se a compressibilidade da estaca sob carga axial, obtém-se os deslocamentos pela resolução da Equação de Mindlin (1936).

O recalque ( $w$ ) de uma estaca carregada por uma carga ( $Q_o$ ) no topo – para estacas compressíveis em solos de espessura finita e ponta em material resistente – é representado por:

$$w = \frac{Q_o I}{E B} \quad (4)$$

Onde:

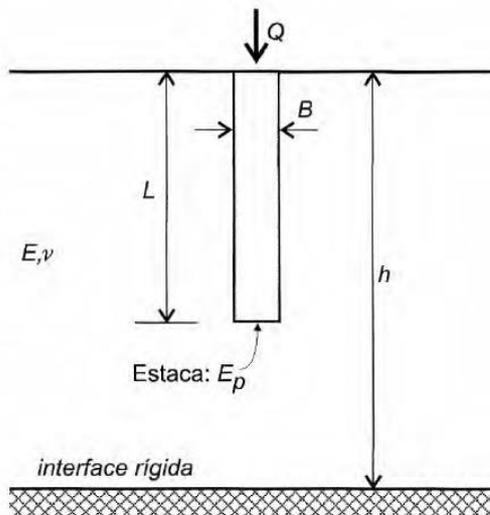
$E$ : módulo de Young do maciço;

$B$ : diâmetro/largura da estaca;

$Q_o$ : carga;

$I$ : fator de influência geral.

Figura 6 – Modelo de Poulos e Davis (1974)



Fonte: Poulos e Davis (1974)

Incorporou-se o fator de influência geral ( $I$ ) que abrange os fatores corretivos quanto a compressibilidade da estaca, a presença de uma fronteira rígida abaixo da ponta, o valor do coeficiente de Poisson e a melhora do solo a partir da base.

$$I = I_0 R_k R_h R_\nu R_b \quad (5)$$

Em que:

$I_0$ : fator de influência

$R_k$ : fator que considera a compressibilidade da estaca;

$R_h$ : fator que considera a presença de fronteira rígida abaixo da ponta;

$R_\nu$ : fator que considera o valor do coeficiente de Poisson;

$R_b$ : fator que considera o solo mais rígido abaixo da base da estaca.

A distribuição da transferência da carga entre atrito lateral e ponta depende, segundo Poulos e Davis (1980), da rigidez relativa entre o material da estaca e o solo ( $K$ ). A distribuição do atrito lateral é mais constante com a profundidade quanto maior o valor de  $K$ . Para estacas mais deformáveis, com  $K$  menor, ocorre uma concentração de atrito lateral no topo da estaca.

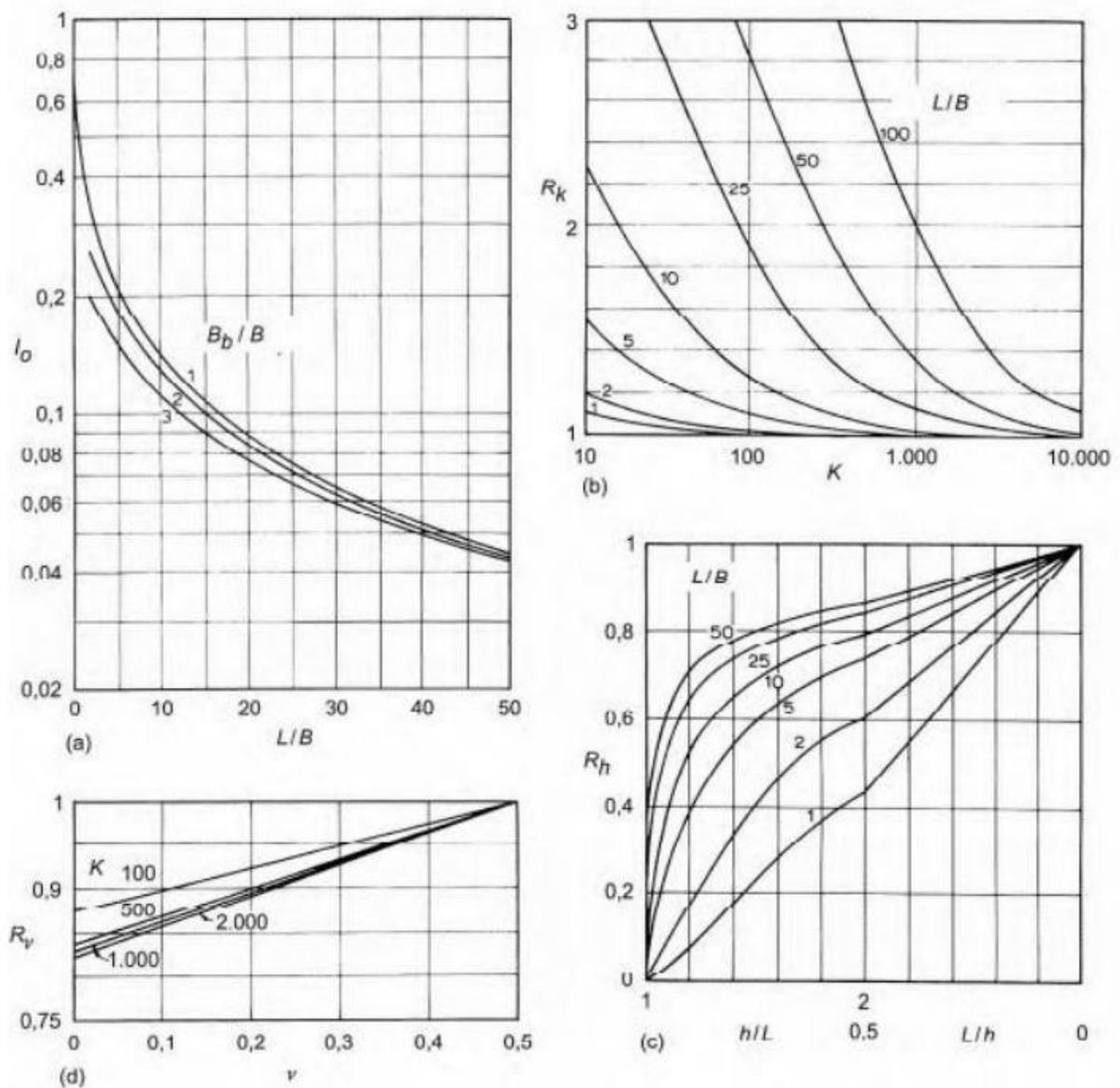
O fator  $R_k$  utiliza a razão de rigidez  $K$ , onde:

$$K = \frac{E_p}{E_s} R_A \quad (6)$$

$R_A$  relaciona a área da seção da estaca e a área da seção integral, em seções maciças  $R_A = 1$ .

A seguir, as Figura 7 e Figura 8 apresentam os ábacos utilizados no método de Poulos e Davis (1980):

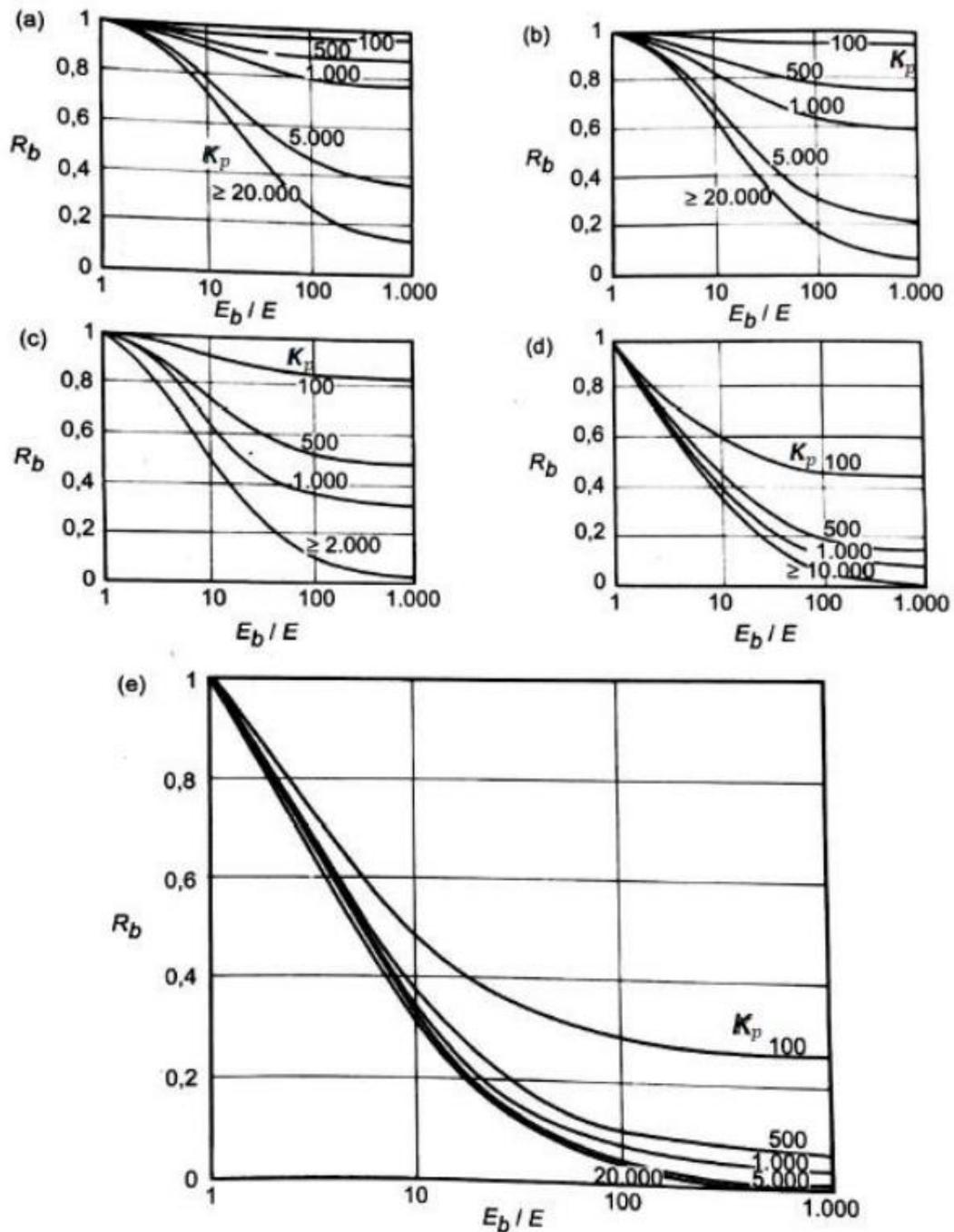
Figura 7 - Fatores de cálculo de recalque de estacas



Fonte: Poulos e Davis (1974)

Legenda: (a) fator  $i_o$ ; (b) influência da compressibilidade da estaca; (c) da espessura finita do solo compressível (d) do coeficiente de Poisson do solo

Figura 8 – Fator  $R_b$  para o método de Poulos e Davis (1980)



Fonte: Poulos e Davis (1974)

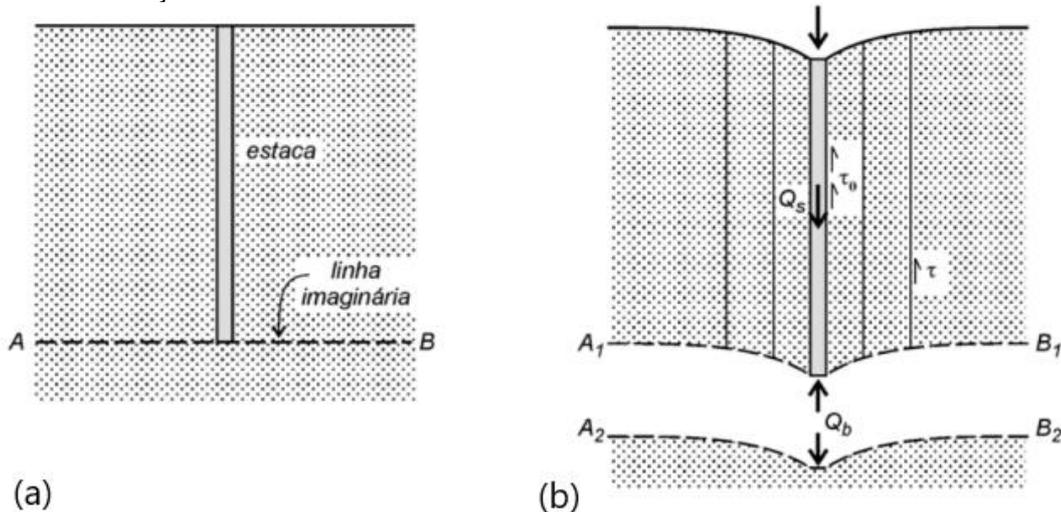
Legenda: (a) para  $L/B=75$ ; (b) para  $L/B=50$ ; (c) para  $L/B=25$ ; (d) para  $L/B=10$ ; (e) para  $L/B=5$

#### 2.5.4 Método de Randolph e Wroth (1978)

Randolph e Wroth (1978), no estudo de recalque de estaca isolada carregada verticalmente, consideraram o maciço em que a estaca está inserida dividido por um plano horizontal que passa pela base da estaca, formando duas camadas (Figura 9a).

O recalque provocado por uma carga aplicada no topo da estaca foi considerado separadamente e depois unidos para chegar a uma solução aproximada. Admitiu-se que carga transferida pelo fuste deforma apenas o solo da camada superior e a carga transferida pela ponta deforma a camada inferior, a Figura 9b apresenta esta condição.

Figura 9 – Modelo proposto por Randolph e Wroth (1978): (a) divisão de camadas do maciço (b) modo de deformação

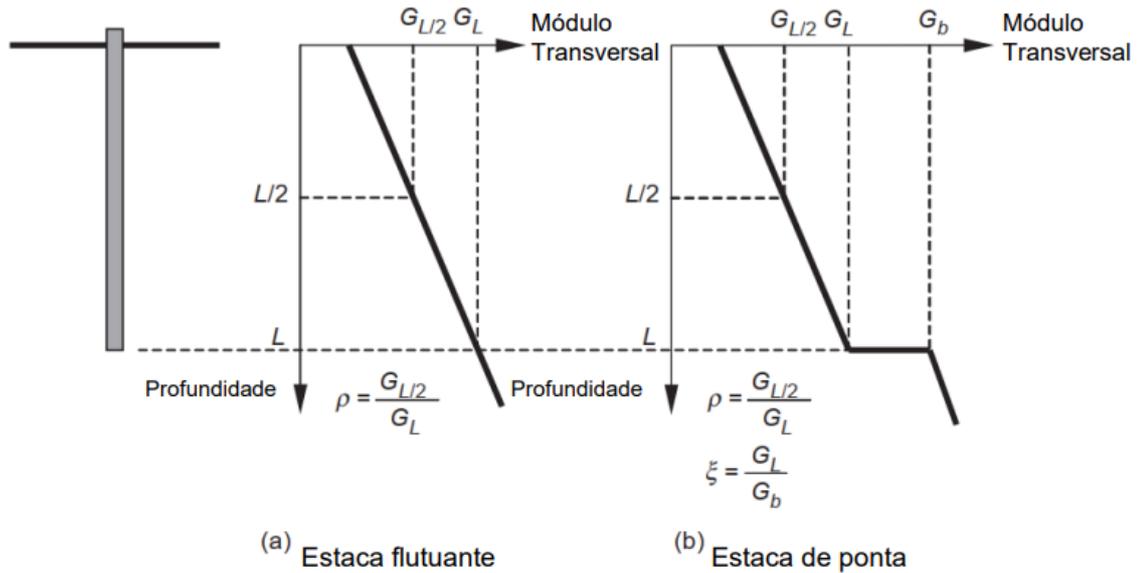


Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Legenda:  $Q_s$  = Carga do Fuste;  $Q_b$  = Carga na ponta da estaca

O método assume ainda a variação linear do módulo de elasticidade transversal do solo com a profundidade. A Figura 10 apresenta, para estacas de atrito e ponta, a variação do módulo transversal com a profundidade.

Figura 10 – Variação do módulo de elasticidade transversal com a profundidade



Fonte: Fleming *et al.* (2009 *apud* SANTOS, 2020)

A relação carga-recalque considerada entre o fuste da estaca e o solo é representada através de:

$$\frac{Q_s}{w_s} = \frac{2\pi LG}{\zeta} \quad (7)$$

Onde:

$Q_s$ : carga transferida pela estaca ao solo;

$w_s$ : recalque;

$L$ : comprimento da estaca;

$G$ : módulo de elasticidade transversal.

Define-se o módulo de elasticidade transversal em função do módulo de elasticidade longitudinal e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), conforme:

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (8)$$

$\zeta$ : representa a influência horizontal da estaca e é obtida através de:

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) \quad (9)$$

Sendo:

$r_o$ : raio da estaca;

$r_m$ : raio máximo de influência definido por  $r_m = 2,5L(1 - \nu)$ .

Para a interação somente da base da estaca e o solo, considera-se:

$$w_b = \frac{(1 - \nu)P_b}{4r_o G_b} \quad (10)$$

O índice b corresponde ao solo abaixo da ponta da estaca. Para uma estaca rígida considera-se:

$$w = w_s + w_b \quad (11)$$

$$Q = Q_s + Q_b \quad (12)$$

A relação carga-recalque na cabeça da estaca é dada por:

$$\frac{Q}{wr_o G_L} = \frac{4}{(1 - \nu)} + \frac{2\pi LG}{\zeta r_s} \quad (13)$$

A solução completa considera estacas compressíveis, casos simples de heterogeneidade do solo, aumento do módulo cisalhante (G) abaixo da ponta estaca, bem como estacas com base alargada. A expressão geral é:

$$\frac{Q}{wr_o G_L} = \left[ \frac{4\eta}{(1 - \nu)\Omega} + \frac{2\pi L}{\zeta r_o} \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \rho \right] \quad (14)$$

$$1 + \frac{4\eta}{(1 - \nu)\Omega} \frac{1}{\pi\lambda r_o} \frac{L}{\mu L} \frac{tgh(\mu L)}{\mu L}$$

Onde:

$G_L$ : módulo cisalhante do solo a uma profundidade  $Z=L$ ;

$r_o$ : raio da estaca;

$r_m$ : raio máximo de influência definido por  $r_m = 2,5L(1 - \nu) \rho$

$\eta = r_b/r_o$ , tal que  $r_b$  é o raio na ponta da estaca;

$\Omega = G_L/G_b$ , tal que  $G_b$  é o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;

$\rho = G_{L/2}/G_L$ , tal que  $G_{L/2}$  é o módulo cisalhante médio no trecho do solo penetrado pela estaca;

$\lambda = E_p/G_L$ , tal que  $E_p$  é o módulo de elasticidade do material da estaca;

$\mu L$  é dado pela expressão:

$$\mu L = \frac{L}{r_o} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}} \quad (15)$$

Randolph e Wroth (1979) estenderam o cálculo para grupo de estacas, através dos parâmetros de transferência de carga e de rigidez das estacas.

$$\zeta^* = n * \zeta - \sum_{i=2}^n \ln\left(\frac{S_i}{r_o}\right) \quad (16)$$

$$\xi^* = \xi * \left[ 1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{S_i} \right] \quad (17)$$

Onde:

$n$ : número de estacas;

$S_i$ : espaçamento entre as estacas.

### 2.5.5 Grupo de Estacas

O carregamento proveniente da superestrutura muitas vezes não é suportado apenas por uma estaca, utiliza-se um grupo de duas ou mais estacas solidarizadas por um bloco de coroamento. A capacidade de carga e recalques passam então a serem analisados com o efeito de grupo, resultado da interação entre estacas e superposição dos bulbos de tensão.

### 2.5.6 Parâmetros de deformação dos solos

Na previsão do comportamento de estacas, o engenheiro geotécnico se depara com várias decisões incluindo o método de análise a ser usado e o modelo de solo associado; o modo em que o solo será simplificado e idealizado para a análise; e os parâmetros geotécnicos a serem usados. Para determinar deslocamentos imediatos, emprega-se parâmetros elásticos não drenados, enquanto para os deslocamentos finais utiliza-se os parâmetros drenados (POULOS, 1989).

O módulo de Young e o coeficiente de Poisson são os parâmetros a serem utilizados nos métodos baseados na Teoria da Elasticidade. Os valores dos parâmetros podem ser obtidos através de testes de laboratório, interpretação apropriada de provas de carga, correlações empíricas com parâmetros determinados em laboratório, correlações empíricas com resultados de ensaios de campo. Danziger e Lopes (2021) destacam que se deve levar em conta as condições iniciais dos solos, o método executivo das estacas e ainda o nível de sollicitação. Ao utilizar correlações com ensaios SPT é necessário avaliar quanto a energia do ensaio.

## 2.6 SOLOS NÃO SATURADOS

Por muitas décadas os solos não saturados foram ignorados em projetos de engenharia civil ou foram abordados de forma inadequada, seguindo as diretrizes da mecânica dos solos tradicional, cujos conceitos não se aplicam a regiões de clima tropical, árido e semiárido. Nestas regiões, os vazios do solo não estão totalmente preenchidos por líquido (saturado) ou por ar (seco), mas pelas duas fases ao mesmo tempo.

Nos últimos 40 anos, devido à expansão dos seus princípios fundamentais, a mecânica dos solos não saturados está sendo cada vez mais incorporada a uma gama diversificada de problemas práticos de engenharia. Os conceitos de solos não saturados são aplicados em situações que envolvem fluxo transiente ou estacionários em aterros de barragens, estabilidade de taludes, capacidade de carga de fundações, solos expansivos e colapsíveis, deformação e compactação do solo (LU; LIKOS, 2004).

A definição mais comum de um solo não saturado é que consiste em três fases, ou seja, partículas sólidas, água dos poros e ar dos poros (BLIGHT, 2013). Ampliando

a definição clássica de Terzaghi, a mecânica dos solos não saturados pode ser definida como "a aplicação das leis da mecânica, hidráulica e a física intersticial a problemas de engenharia que lidam com solos não saturados". O qualificador "não saturado" indica que o grau de saturação de água nos poros é qualquer valor menor que a unidade ou, mais especificamente, que uma terceira fase da matéria é introduzida no sistema de solo saturado de duas fases (LU; LIKOS, 2004).

A pressão negativa proveniente da água nos poros do solo é denominada sucção e confere rigidez e resistência ao solo. A parcela relacionada a forças de adsorção entre partículas e forças de capilaridade devido a tensão superficial, é denominada sucção mátrica. Há também a componente osmótica devido a concentração de solução no solo, estudada no caso de solos contaminados. A sucção total refere-se à soma dessas duas componentes.

Diversos tipos de fundações profundas estão assentadas em solos na condição não-saturada, acima do lençol freático; ressalta-se que estacas escavadas têm sido amplamente utilizadas em solos tropicais brasileiros (BLIGHT, 2013). Os solos não saturados têm maior capacidade de carga última que os solos saturados. De fato, a tensão superficial dos limites ar-água aumenta a tensão efetiva e, portanto, a resistência ao cisalhamento.

A função não linear proposta por Vanapalli *et al.* (1996) e Fredlund *et al.* (1996) para expressar a variação da resistência ao cisalhamento em solos não saturados utilizando a curva característica é dada por:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) S^k \tan \phi' \quad (18)$$

Onde:

$\tau$ : resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

$c'$ : coesão em condição saturada;

$(\sigma_n - u_a)$ : tensão normal líquida;

$\sigma_n$ : tensão normal;

$u_a$ : poropressão do ar;

$(u_a - u_w)$ : sucção mátrica;

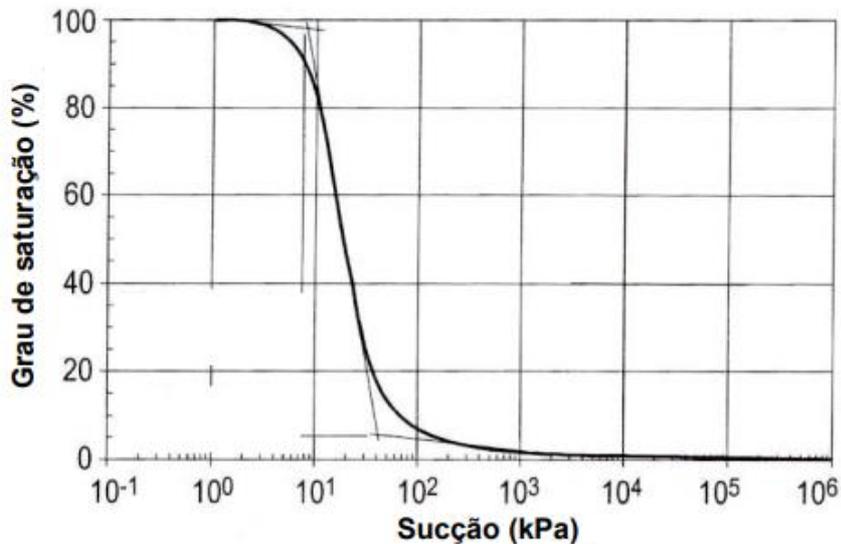
$u_w$ : poropressão da água;

$S$ : grau de saturação;

$k$ : parâmetro que depende do tipo de solo.

A curva característica do solo trata-se da relação entre a sucção e a quantidade de água no solo, cuja representação pode ser feita em termos de umidade gravimétrica ( $w$ ), grau de saturação ( $S$ ) ou umidade volumétrica ( $\theta$ ). A Figura 11 ilustra uma curva típica de um solo, que quando determinada segundo a trajetória de umedecimento e secagem apresenta histerese, o que pode ser verificado na Figura 12.

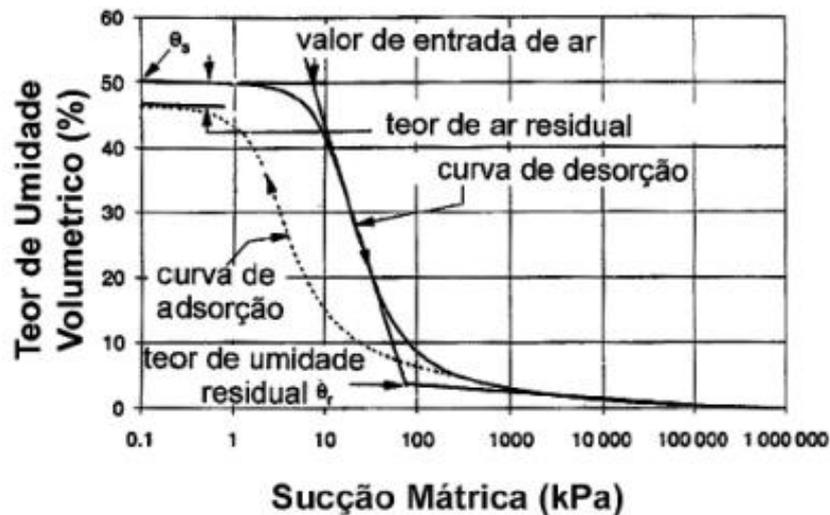
Figura 11 – Curva característica



Fonte: Barbour (1998)

Observa-se através da Figura 12 os principais pontos da curva. O valor de sucção mátrica a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios é denominado valor de entrada de ar. A umidade residual corresponde ao teor a partir do qual é necessária uma grande variação na sucção para remover água do solo.

Figura 12 – Curva característica: trajetória de secagem e umedecimento

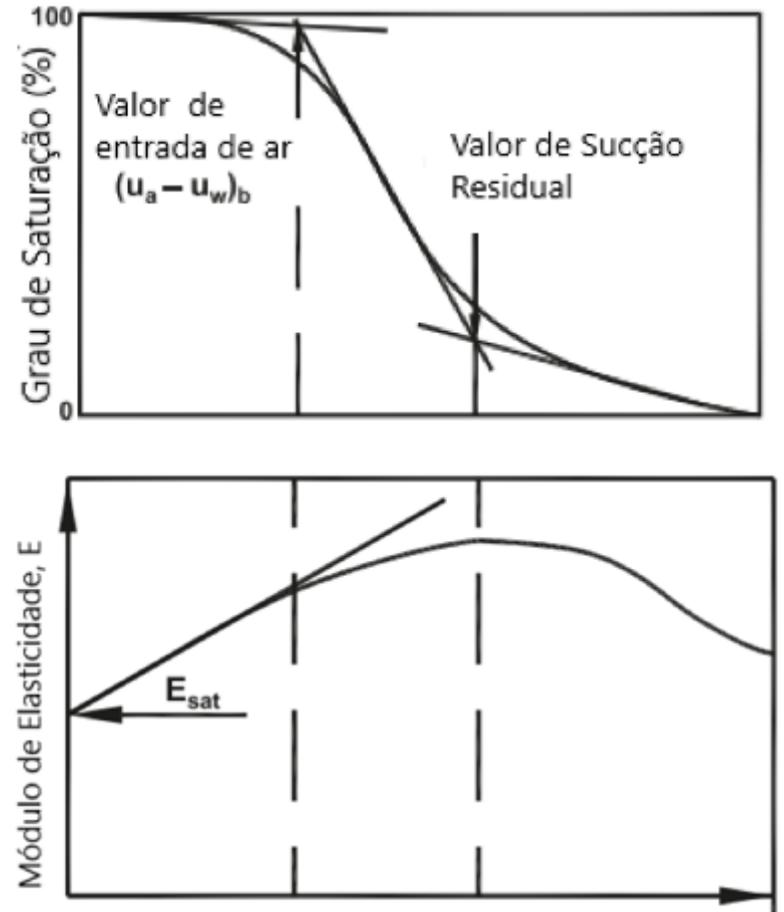


Fonte: Fredlund e Xing (1994)

Diversos autores propuseram equações para simular a forma da curva característica, como Fredlund e Ching (1964), Van Genuchten (1980), Fredlund e Xing (1994), entre outros. Há também uma grande variedade de técnicas para medição da sucção em solos. Em geral, mede-se o teor de água ou alguma propriedade que varie com a sucção, para então calculá-la. Marinho, Soto e Gitirana Junior (2015) ressaltam que os quatro métodos mais comuns para a determinação da curva de retenção são: placa de sucção, placa de pressão, método do papel filtro e método do equilíbrio de vapor; cada técnica com faixas de sucção diferentes para aplicação, podendo ser complementares.

Rahardjo *et al.* (2011) relataram que o módulo de elasticidade em solos não saturados aumenta com o aumento da sucção matricial. Oh *et al.* (2009) formularam a variação do módulo de elasticidade em relação à sucção matricial como uma relação funcional incorporando a curva característica solo-água (SWCC). Apesar do crescente interesse no uso da sucção matricial para avaliação de recalques, poucos estudos consideram esta condição devido às incertezas nas condições de contorno e as dificuldades na determinação dos parâmetros de entrada para equações constitutivas.

Figura 13 – Curva de sucção e variação do módulo de elasticidade com a sucção mátrica



Fonte: Adaptado de Oh *et al.* (2009)

Oh *et al.* (2009) propuseram a seguinte equação para a previsão da variação do módulo de elasticidade de solos arenosos utilizando a curva de sucção e o módulo de elasticidade na condição saturada:

$$E_{unsat} = E_{sat} \left[ 1 + \alpha \frac{u_a - u_w}{\left(\frac{P_a}{100}\right)} \right] (S^\beta) \quad (19)$$

Onde:

$E_{unsat}$ : módulo de elasticidade na condição não saturada;

$E_{sat}$ : módulo de elasticidade na condição saturada;

$P_a$ : pressão atmosférica;

$\alpha$  e  $\beta$ : parâmetros de ajuste.

### 3 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA

A área de estudo deste trabalho encontra-se na costa Nordeste do Brasil, em João Pessoa, capital da Paraíba (7°06'55" de latitude sul e 34°51'40" de longitude oeste). João Pessoa possui uma área territorial de 210,044 km<sup>2</sup> e tem como municípios limítrofes Cabedelo ao norte, Conde ao sul, Bayeux e Santa Rita a oeste (IBGE, 2020). A capital paraibana compreende a Ponta do Seixas, ponto mais oriental do continente americano, sendo por isso conhecida como o lugar "onde o sol nasce primeiro" ou "Porta do Sol". A Figura 14 retrata a localização da área de estudo, a qual está a cerca de 2,5 km da costa, no Bairro Tambauzinho.

Figura 14 - Localização da área de estudo, Bairro Tambauzinho, João Pessoa-PB



Fonte: Modificado de Tabosa *et al.* (2018 *apud* AFONSO *et al.*, 2015)

Até por volta do final década de 1970, João Pessoa passou por um intenso processo de expansão de sua área urbana e do seu contingente populacional. Nas últimas décadas, vem ocorrendo um adensamento urbano – quando há aumento populacional sem expansão da área urbana, mas sim da área edificada – o que resulta em um acentuado processo de verticalização (SOBREIRA *et al.*, 2011). Este processo, que pode ser observado na região do bairro Tambaú através da

Figura 15, ocorre sobre Tabuleiros Litorâneos e avança até bordas de vertentes de vales de rios e falésias, como afirmam Barbosa e Furrier (2017).

Figura 15 - Verticalização do Bairro Tambaú, João Pessoa-PB



Fonte: Higor Pereira (2020)

A cidade, pertencente a mesorregião da Mata Paraibana, conta com grandes reservas de Mata Atlântica e é recortada por diversos rios como os rios Gramame, Mumbaba, Sanhauá, Jaguaribe, Timbó, entre outros. Apresentam-se, nas seções seguintes, as características da região quanto aos aspectos geológicos, geomorfológicos, pedológicos e climáticos. O entendimento de tais aspectos acerca do município necessita ultrapassar seus limites territoriais, demandando uma visão regional.

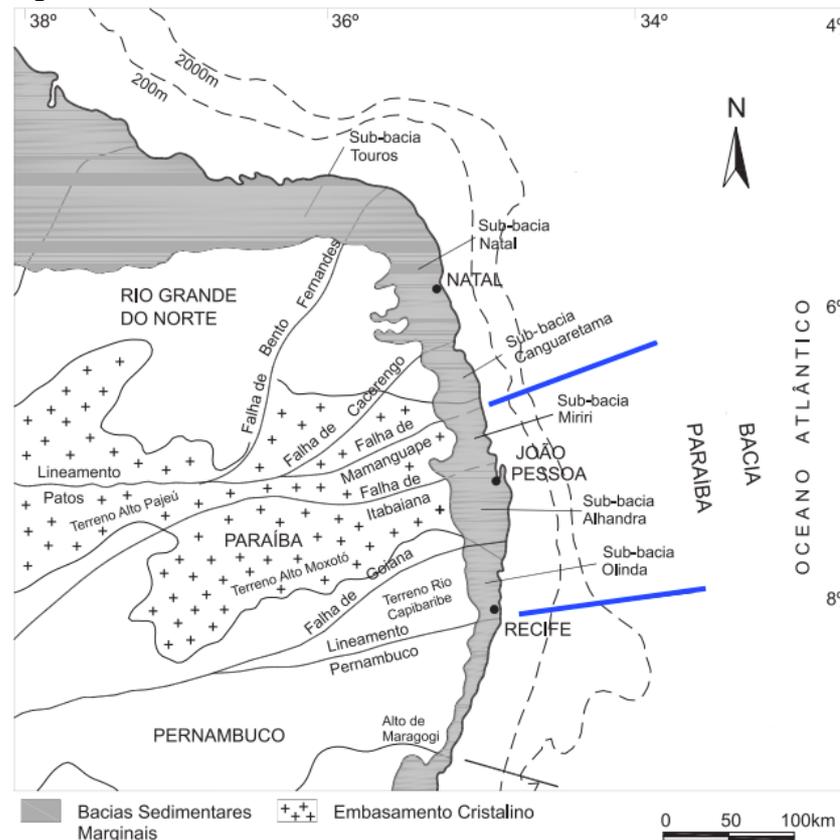
### 3.1 GEOLOGIA

O Serviço Geológico do Brasil – CPRM disponibiliza o levantamento geológico do estado através do Atlas Aerogeofísico do Estado da Paraíba (BRASIL, 2019). Conforme é apresentado no atlas e ressaltado em Santos *et al.* (2002), mais de 80% do substrato geológico paraibano é composto por rochas pré-cambrianas e complementado por bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais paleógenas/neógenas e formações superficiais quaternárias. A região pré-cambriana incorpora os conjuntos de sistemas deposicionais da Província Borborema, um cinturão orogênico meso/neoproterozóico que abrange parte do

Nordeste – desde Sergipe até a parte oriental do Piauí e faz fronteira à leste com a Bacia Paraíba e demais bacias costeiras (BRASIL, 2019).

João Pessoa encontra-se na Bacia Paraíba, cujos limites são a Zona de Cisalhamento Pernambuco ao sul e a falha de Mamanguape (ramificação da Zona de Cisalhamento Patos) ao norte (BARBOSA *et al.*, 2007; BARBOSA, 2004); desta forma, a bacia abrange o litoral da Paraíba e parte do litoral pernambucano. A bacia é dividida em três Sub-Bacias: Olinda, Alhandra e Miriri. A área de estudo deste trabalho situa-se na extremidade norte da Sub-Bacia Alhandra, limitada ao sul pela falha de Goiana e ao norte pela falha de Itabaiana. A Figura 16 apresenta a localização da Bacia Paraíba, das Sub-Bacias e seus limites.

Figura 16 - Bacia Paraíba e Sub-bacias Miriri, Alhandra e Olinda



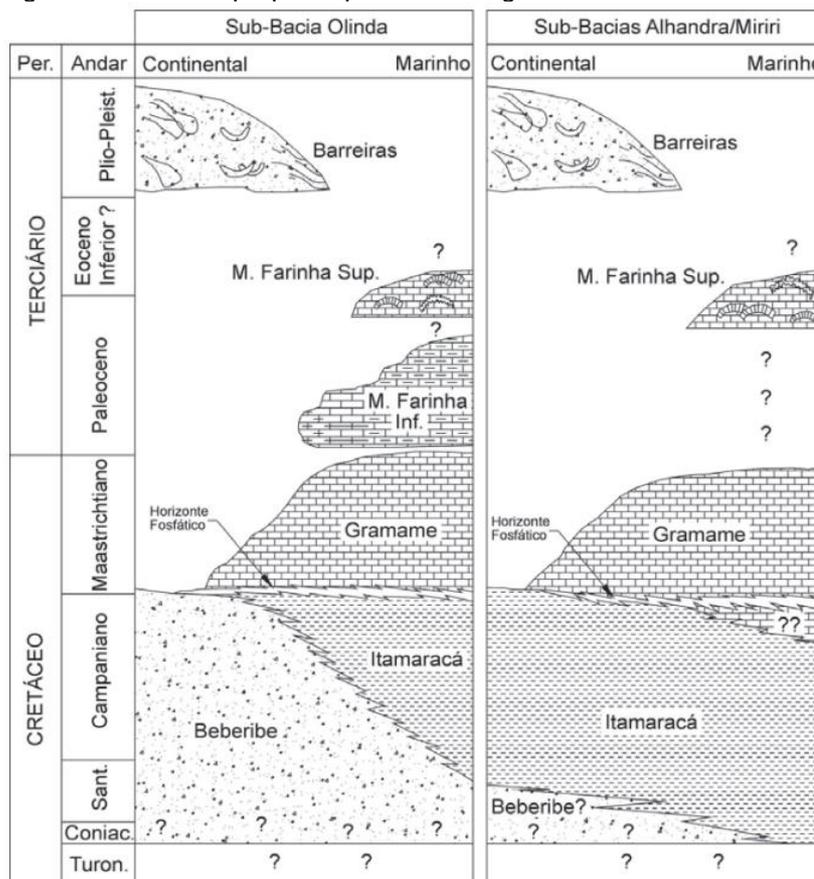
Fonte: Modificado de Furrier *et al.* (2006)

A Bacia Paraíba, como demais bacias marginais do nordeste brasileiro, tem sua origem na abertura do Oceano Atlântico Sul, com o processo de rifteamento e fragmentação do Gondwana. A região da bacia foi o último elo entre a separação das Placas Sul-Americana e Africana (TOPAN, 2017; LIMA FILHO *et al.*, 2005). Até pouco tempo, as bacias de Pernambuco e Paraíba eram consideradas uma só, a

denominada Bacia Pernambuco-Paraíba, sendo toda a faixa do litoral desses estados generalizada dentro de um modelo de rampa (TOPAN, 2017; LIMA FILHO *et al.*, 2006). Estudos, como os de Mabesoone & Alheiros (1988) e Lima Filho (1998), distinguiram características relacionadas à estrutura, litologia e preenchimento sedimentar das bacias, ocasionando a diferenciação entre elas. A então Sub-bacia Cabo foi individualizada como Bacia Pernambuco (BARBOSA *et al.*, 2003).

O preenchimento da Bacia Paraíba constitui-se por sedimentos de fácies continentais e marinhas, reunidos com a denominação de Grupo Paraíba, composto pelas Formações Beberibe, Gramame e Maria Farinha (BRASIL, 2002). João Pessoa, na maior parte, encontra-se sob a unidade Formação Barreiras, que recobre os depósitos do Grupo Paraíba. Na região de João Pessoa, as camadas da Formação Maria Farinha desapareceram gradativamente, assim a Formação Barreiras sobrepõe, de forma discordante, a Formação Gramame. Há duas alternativas para esta ausência, as camadas nunca foram depositadas ou foram erodidas (BARBOSA *et al.*, 2003).

Figura 17 - Modelo proposto para a estratigrafia da Bacia Paraíba

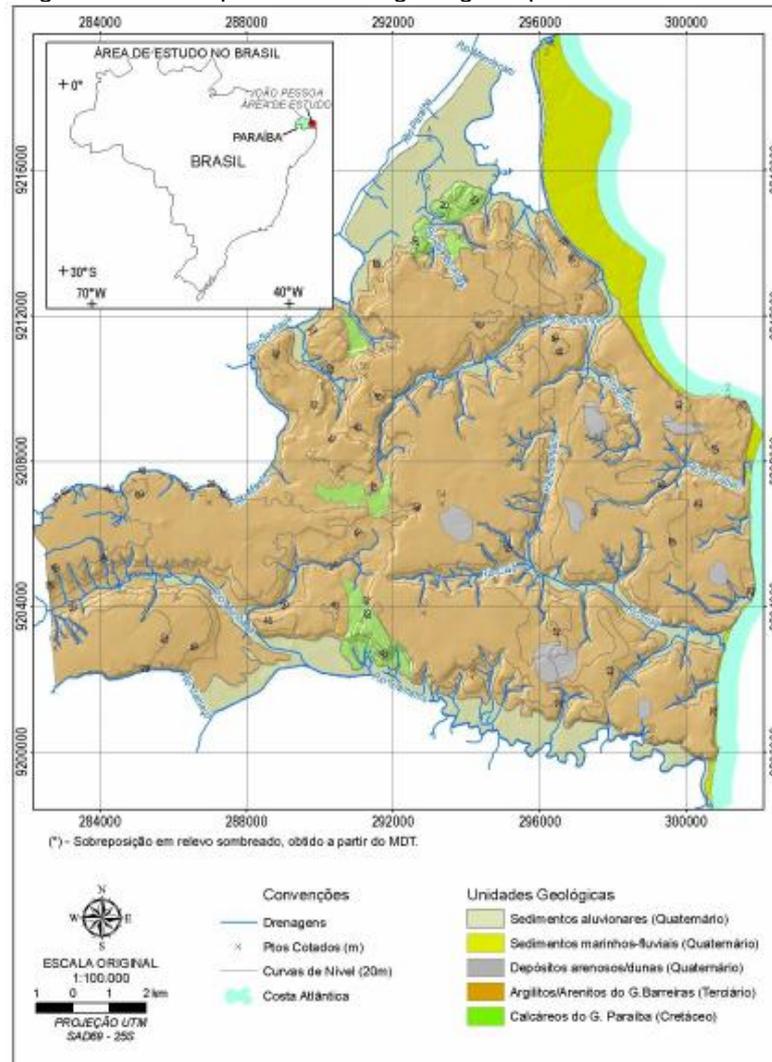


Fonte: Barbosa *et al.* (2003)

Conforme apresenta Furrier *et al.* (2006), na região contígua a Bacia, Zona Transversal da Província Borborema, o embasamento cristalino constitui-se por terrenos delimitados por lineamentos e zonas de cisalhamento com direção Leste-Oeste, são eles: Terreno Alto do Pajeú (TAP), Terreno Alto Moxoxó (TAM) e Terreno Rio Capibaribe (TRC). Estes terrenos, possivelmente, adentram pela margem continental e estendem-se sob os sedimentos da Formação Barreiras e do Grupo Paraíba (FURRIER *et al.*, 2006).

O embasamento cristalino da Bacia apresenta um mergulho suave para leste, sendo um setor de maior inclinação que os adjacentes, como afirma Barbosa *et al.* (2007). Segundo estes autores, devido a essa maior inclinação, o trecho da Bacia Paraíba é também o de maior largura e espessura da faixa sedimentar entre Recife e Natal, com sequência sedimentar depositada com pequena discordância angular em relação a do embasamento.

Figura 18 - Principais unidades geológicas presentes na área.



Fonte: Coutinho (1967) e Martins (2006)

### 3.1.1 Formação Barreiras

A Formação Barreiras, uma das unidades geológicas brasileiras mais extensas, ocorre ao longo da faixa litorânea do Brasil, desde o estado do Rio de Janeiro até o Amapá (FURRIER, 2007). As falésias costeiras se configuram como verdadeiras barreiras, daí o nome da Formação, que chamam a atenção desde a chegada dos Portugueses em 1500. Segundo Coutinho (2019), é notável o elevado crescimento demográfico que tem ocorrido no litoral do Brasil tendo por substrato a Formação Barreiras.

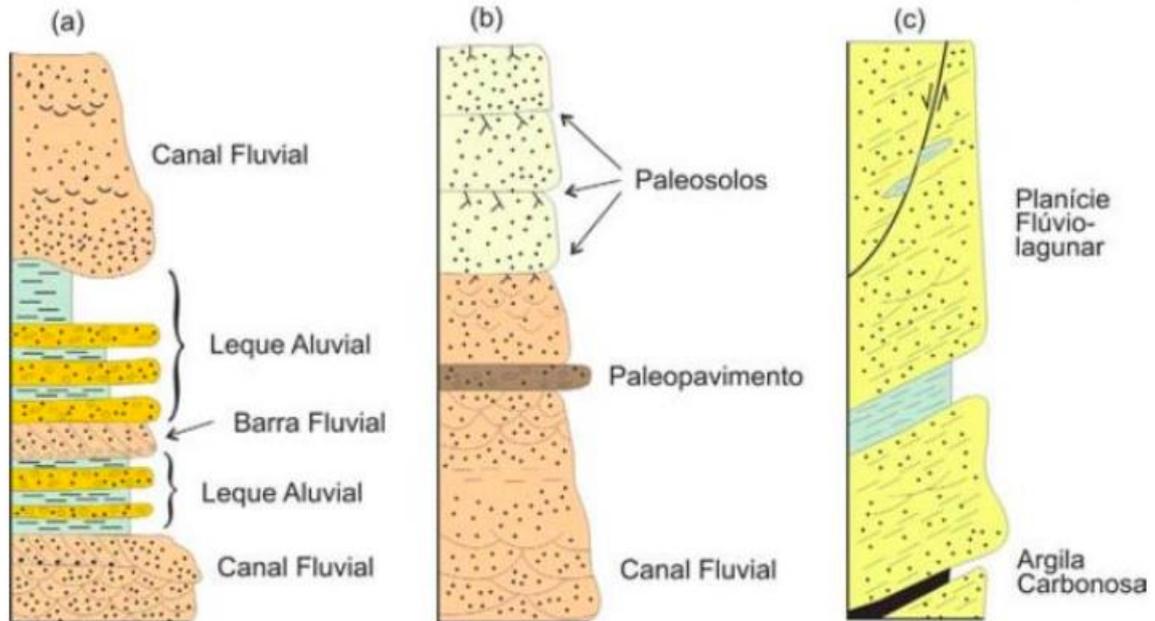
A Formação ocorre predominantemente na forma de tabuleiros costeiros recortados por vales de rios; no litoral, aflora nas planícies costeiras e falésias

(TOPAN, 2017; BARBOSA *et al.*, 2007). Na Paraíba, a extensão da formação na direção leste-oeste varia entre 30 e 50 km (BRASIL, 2002) e sua espessura atinge, no máximo, entre 70 e 80 m como afirma Leal e Sá (1998 *apud* FURRIER, 2007). As tonalidades predominantes possuem coloração viva, variando entre roxas, vermelhas, amareladas e acinzentadas (TOPAN, 2017; COUTINHO, 2019). Diversos trabalhos têm buscado caracterizar o solo da Formação Barreiras para projetos de fundações, análise de estabilidade de taludes e construção de aterros e pavimentos, como os de Coutinho *et al.* (2019); Sousa *et al.* (2018); Rolim Neto *et al.* (2018).

Segundo Santos Júnior *et al.* (2015), a Formação constitui-se por camadas intercaladas de argilitos, siltitos, arenitos, com diferentes teores de silte, argila e arenitos conglomeráticos, ocorrendo constantemente a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa. De acordo com Furrier *et al.* (2006), os sedimentos areno-argilosos mal consolidados desta unidade litoestratigráfica estão dispostos de forma discordante, recobrimdo os sedimentos do Grupo Paraíba e o embasamento cristalino pré-cambriano. Esses sedimentos resultam de ações intempéricas sobre as rochas cristalinas que compõem o embasamento cristalino do Planalto da Borborema, que, segundo Gopinath, Costa e Júnior (1993 *apud* FURRIER *et al.* 2006; FURRIER, 2007), são predominantemente granitos, gnaisses e xistos.

Alheiros e Lima Filho (1991) observaram três faciologias sedimentares: leques aluviais, sistema fluvial de canais entrelaçados e litorânea. As fácies de leques aluviais são constituídas por areias grossas e conglomeráticas, recobertas por pelitos com repetição vertical. As fácies de sistema fluvial de canais entrelaçados caracterizam-se por camadas maciças formadas por areias creme, quartzosas com grãos de feldspatos. A atuação do intemperismo sobre estas areias resultou na segregação de argila e óxido de ferro que são depositados na base das camadas. As fácies litorâneas são formadas por areias quartzosas com pouco feldspato, incoerentes, com cores claras, granulometria fina a média, boa seleção e grãos subarredondados a subangulosos. A intervalos de 1 a 2 cm, filmes argilosos de cor cinza esverdeados e matéria orgânica intercalam-se com as areias (SANTOS JÚNIOR *et al.*, 2015).

Figura 19 - Desenho esquemático de seções colunares para a Formação Barreiras no Nordeste brasileiro. (a) Fácies de leques aluviais; (b) Fácies fluvial entrelaçado e (c) Fácies flúvio-lagunar



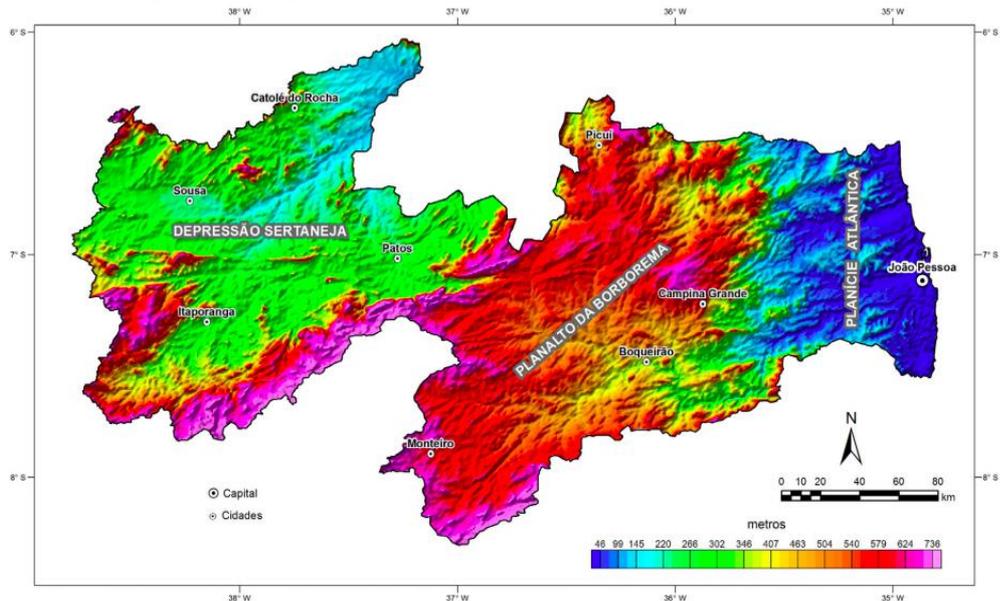
Fonte: Alheiros e Lima Filho (1991)

No anexo deste trabalho encontra-se o perfil do solo da área de estudo obtidos através de sondagens à percussão que serão detalhadas no Capítulo 5 – Resultados da Caracterização Geotécnica.

### 3.2 GEOMORFOLOGIA

O estado da Paraíba foi particularizado, conforme clima e relevo, em três macrorregiões, segundo Francisco (2010), são elas: a Planície Atlântica, o Planalto da Borborema e o Sertão. João Pessoa situa-se na costa do estado, macrorregião da Planície Atlântica, um setor de altitudes inferiores a 200 m e temperaturas médias mais elevadas, isto quando comparado ao setor do Planalto da Borborema, região central que, possui altitudes mais elevadas (400 a 700 m) e temperaturas mais baixas (BRASIL, 2019; FRANCISCO, 2010). Os principais domínios geomorfológicos do estado podem ser observados na Figura 20.

Figura 20 - Topografia do estado da Paraíba com indicação dos principais domínios geomorfológicos

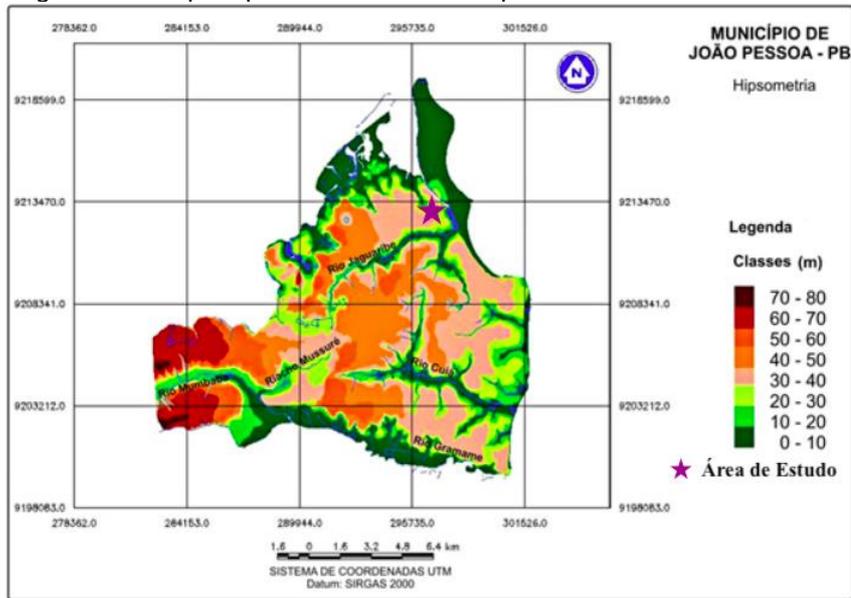


Fonte: Brasil (2019)

A região costeira apresenta dois compartimentos geomorfológicos principais: os Baixos Planaltos Costeiros, que são predominantes, e a Baixada Litorânea. Os Baixos Planaltos Costeiros caracterizam-se por superfícies tabulares de topografia plana a ligeiramente ondulada, esculpidos geralmente sobre os sedimentos da Formação Barreiras. A Baixada Litorânea é uma região plana de acumulação de sedimentos, constituída pelas planícies fluviais, marinhas e intermareais; regiões adjacentes a rios e praias são compostas por terraços e rampas de colúvio (BARBOSA E FURRIER, 2017; FURRIER, 2007; EMBRAPA, 1994).

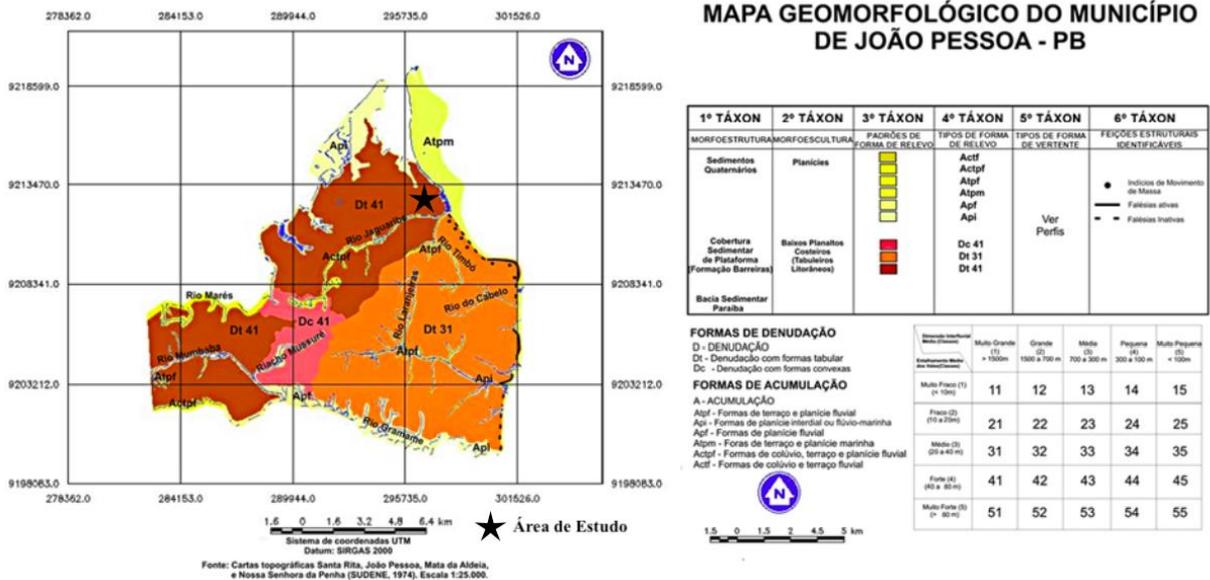
A Figura 21 e Figura 22 apresentam os mapas hipsométrico e geomorfológicos, respectivamente, da cidade de João Pessoa elaborados por Barbosa e Barbosa (2016).

Figura 21 - Mapa hipsométrico do município de João Pessoa



Fonte: Modificado de Barbosa e Barbosa (2016)

Figura 22 - Mapa Geomorfológico de João Pessoa



Fonte: Modificado de Barbosa e Barbosa (2016)

O mapa hipsométrico indica que nas planícies há predomínio de altimetria entre 0-10 m; ao adentrar a em direção a oeste, nos tabuleiros, a altitude cresce, ficando entre 20-60 m a maior parte da área. Através do mapa geomorfológico, observa-se duas unidades principais geológicas, os sedimentos quaternários e a cobertura sedimentar pela Formação Barreiras, e duas unidades morfoesculturais, as planícies fluviais e marinhas e os tabuleiros costeiros. A área de estudo, especificamente,

encontra-se na região dos tabuleiros, às margens do Rio Jaguaribe, onde a forma de relevo é do tipo Dt 41: “formas de dissecação tabular com entalhamento médio do vale de intensidade forte, e com dimensão interfluvial média classificada como muito grande” (BARBOSA E BARBOSA, 2016).

Segundo Barbosa e Furrier (2017), a declividade geral de João Pessoa é originalmente plana a suavemente ondulada. Os autores constataram que a maior parte do município possui declividade menor que 3%, caracterizando um relevo tabular, com topos aplainados, terraços e planícies marinhas em bairros como Tambaú, Cabo Branco, Manaíra, Ponta do Seixas, Jardim Oceania e Bessa. Entretanto, nos locais que separam estes bairros de altitudes baixas das áreas de altitudes mais altas (Altiplano, Portal do Sol, Miramar, Brisamar e João Agripino), a cidade apresenta vertentes com declividades acentuadas. Vertentes assim ocorrem nas margens de vales dos rios e nas falésias, como também em locais em que houve a criação de vertentes antropogênicas devido ao processo de urbanização.

Autores, como Bezerra (2011), Andrades Filho (2010), Furrier *et al.* (2006), Lima Filho *et al.* (2006) evidenciam que reativações tectônicas cenozóicas ecoam no relevo atual da área. Segundo Furrier *et al.* (2006), a configuração dos Baixos Planaltos Costeiros, com compartimentação de mesma litologia em distintos patamares topográficos, é um reflexo da movimentação tectônica com diferente intensidade, orientação e cronologia dos esforços. Na região ao norte do vale do rio Graname, os tabuleiros possuem superfícies mais extensas, contínuas e de altitudes inferiores. Enquanto na porção do litoral sul, os tabuleiros são menos extensos e de maior altimetria, e o relevo é mais dissecado.

Conforme Barbosa e Furrier (2017) apresentam, a geomorfologia, a declividade e o uso e ocupação do solo urbano estão intimamente relacionados e são o que subordinam os cenários na cidade à suas características físicas. Segundo os autores, há intensos processos erosivos e quedas de blocos em regiões de vertentes, frequentemente em períodos chuvosos, bem como rios com pontos de assoreamento. As regiões de alta declividade estão sujeitas a riscos de acidentes geológico-geomorfológicos como movimentos de massas, enquanto as áreas de baixa altitude e menores declividades estão suscetíveis a inundações e alagamentos. A urbanização é um fator que tem modificado as bases geomorfológicas da cidade e o planejamento urbano se faz indispensável (BARBOSA E FURRIER, 2017).

### 3.3 PEDOLOGIA

João Pessoa está sobre uma mesma unidade litológica, a Formação Barreiras, sendo assim, o relevo e a tectônica são determinantes na variação pedogenética. É importante entender os processos pedogenéticos sofridos na área, mesmo que a Pedologia busque estudar os solos no seu ambiente natural e a área de estudo deste trabalho encontra-se urbanizada. Os aspectos pedológicos serão brevemente apresentados neste trabalho baseado no que apresenta Marinho (2011) e Furrier (2007), fundamentados pelo Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos.

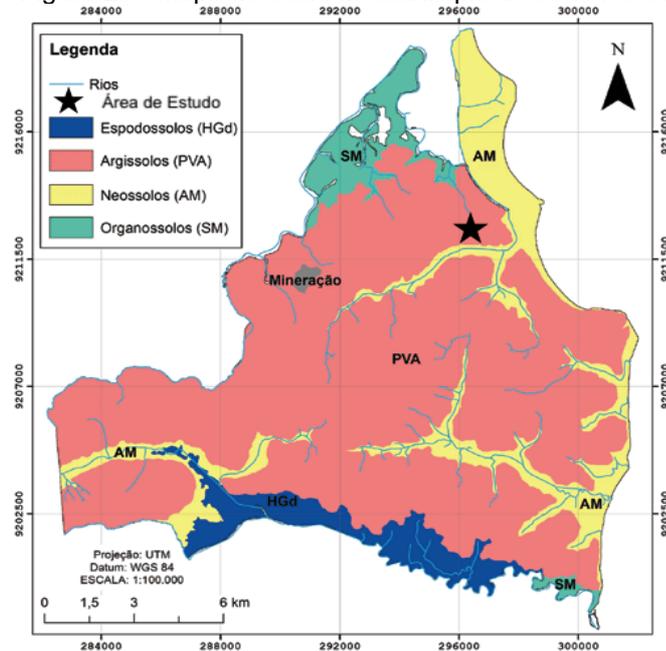
Por ser uma região de baixa declividade, a infiltração nos topos dos tabuleiros é favorecida sobre o escoamento, o que provoca lixiviação, com isso formam-se solos de alteração profundos e evoluídos. O clima quente e úmido possibilita infiltração de grandes volumes de água, lixiviando muitos nutrientes do solo; há com isso a presença de minerais secundários, principalmente óxidos de ferro e hidróxidos de alumínio (FURRIER, 2007).

Nas áreas de Baixos Planaltos Costeiros, sobre os Tabuleiros litorâneos da Formação Barreiras, há presença dominante de Argissolos e Latossolos. Argissolos Vermelho-Amarelos predominam, associados a Latossolos Vermelho-Amarelos; Argissolos Acinzentados também são comuns. Além disso, há nestas áreas Espodossolos e Neossolos Quartzênicos. Os Espodossolos desenvolvem horizonte endurecido (FURRIER, 2007).

Nas Planícies Costeiras, ocorrem principalmente os Neossolos, sobretudo Quartarênicos; há também Organossolos e Gleissolos. A faixa do extremo leste da Planície Costeira é dominada por solos arenosos, provavelmente os Neossolos Quartarênicos, que ocupam uma zona estreita e longa, que alarga progressivamente a partir do bairro Cabo Branco, no sentido norte, até Cabedelo. Neossolos Flúvicos predominam nas Planícies Aluviais. Nas extremidades sudeste e noroeste de João Pessoa, regiões de estuários dos rios Graname e Paraíba, respectivamente, há solos de mangue – salinos (halomórficos), saturados e com alto teor de matéria orgânica – que pertencem aos Gleissolos e Organossolos (MARINHO, 2011).

Vital *et al.* (2016) elaboraram um mapa de solos de João Pessoa, apresentado na Figura 23. Argissolos predominam na área, sendo a ocorrência de concreções ferruginosas uma de suas principais características.

Figura 23 - Mapa de solos do município de João Pessoa



Fonte: Vital *et al.* (2016)

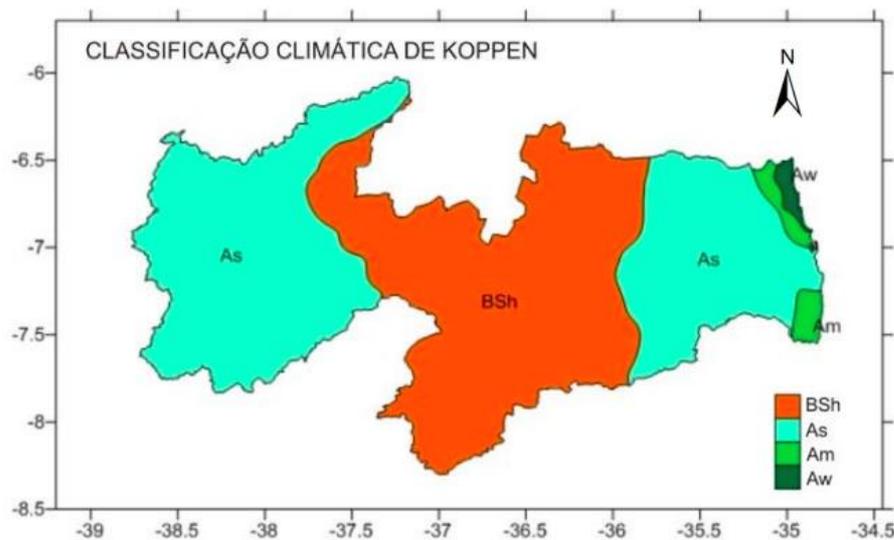
Os Argissolos possuem incremento no teor de argila do horizonte superficial para o horizonte B, profundidade variável, desde forte a imperfeitamente drenados, de cores avermelhadas ou amareladas e mais raramente brunadas ou acinzentadas. A textura varia de arenosa a argilosa no horizonte A e de média a muito argilosa no horizonte Bt, sempre havendo aumento de argila daquele para este (EMBRAPA, 2018).

### 3.4 CLIMA

Clima e relevo estão diretamente relacionados, são características interdependentes. O relevo influencia na circulação de massas de ar; a variação climática, por sua vez, resulta em diferentes topografias e tipos de solo. João Pessoa encontra-se em posição geográfica bem próxima ao Equador, o que acentua a definição do clima como quente e úmido (MARINHO, 2011). Regiões com clima deste tipo caracterizam-se por apresentar solos mais profundos devido ao intemperismo químico, especialmente em regiões com relevo tabular, pois, exceto em áreas impermeabilizadas, a infiltração predomina sobre o escoamento, como é o caso de João Pessoa (BARBOSA, 2015; FURRIER, 2007).

Segundo Francisco e Santos (2018) e Francisco *et al.* (2015), com base na classificação climática de Köppen, que se fundamenta principalmente na temperatura e precipitação, a região da Planície Atlântica possui clima dominante do tipo As - Tropical com estação seca no verão, com precipitações frequentes no outono/inverno. A região litorânea apresenta clima do tipo Aw - Tropical com estação seca no inverno, já nos Tabuleiros Costeiros de João Pessoa aparece o clima do tipo Am, típico de região monçônica com alto volume anual de precipitação, como encontrado nos trabalhos de Francisco *et al.* (2015) e Alvares *et al.* (2013). A Figura 24 traz a classificação climática de Köppen no Estado da Paraíba.

Figura 24 – Mapa da Classificação Climática de Köppen na Paraíba



Fonte: Francisco *et al.* (2015)

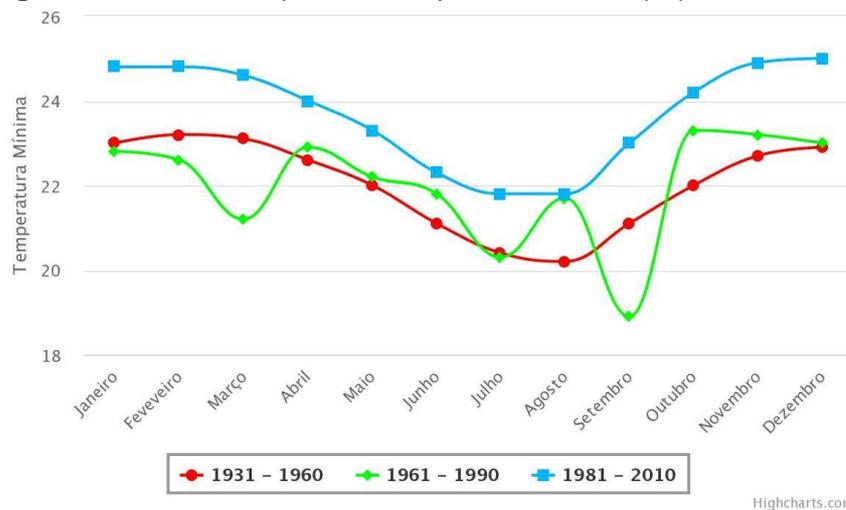
Marinho (2011) afirma que a localização em relação aos sistemas de circulação atmosférica, juntamente com os fatores climáticos, determina as características climáticas mais expressivas. A região litorânea do estado sofre influência dos ventos alísios de leste e, especialmente, de sudeste que convergem na Zona de Convergência Intertropical (ZCIT). O autor constata que estes ventos, em conjunto com as brisas marinhas, amenizam as temperaturas da costa paraibana, que, pela proximidade à linha do Equador, poderiam ser mais elevadas.

Nas Figura 25, Figura 26 e Figura 27 podem ser observados gráficos comparativos da distribuição das temperaturas mínimas, médias e máximas, respectivamente, ao longo do ano, entre períodos consecutivos em João Pessoa. Observa-se através do gráfico que a cidade possui atualmente uma temperatura

média anual em torno de 26,8°C. Nota-se também que houve uma elevação considerável das temperaturas da cidade com o passar dos anos, principalmente das temperaturas mínimas (Figura 25). Esta variação no clima local, como estudado no trabalho de Sobreira *et al.* (2011), também vêm sendo observada em escala global e pode ser decorrente do processo de urbanização que a cidade tem sofrido.

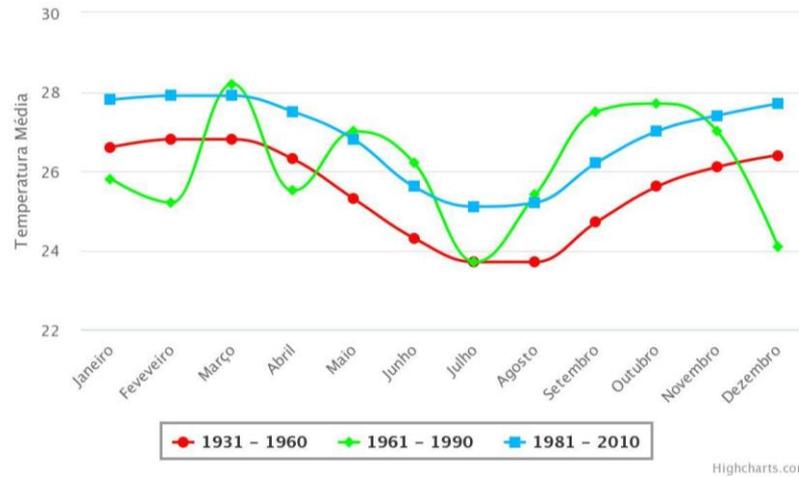
Ao longo do ano, as temperaturas não apresentam grande amplitude térmica, permanecendo altas, sendo o período de dezembro a março o mais quente. A amplitude térmica reduzida é, segundo Marinho (2011), graças ao papel amenizador do oceano, da baixa latitude e das pequenas amplitudes altimétricas. Segundo Sales e Ramos (2000 *apud* FRANCISCO E SANTOS, 2017), as variações de temperatura do ar no Nordeste, bem como na Paraíba, dependem mais de condições topográficas locais do que de variações latitudinais. Os meses de junho, julho e agosto compõem o trimestre com temperaturas mais amenas.

Figura 25 - Gráfico Comparativo Temperatura Mínima (°C) de João Pessoa



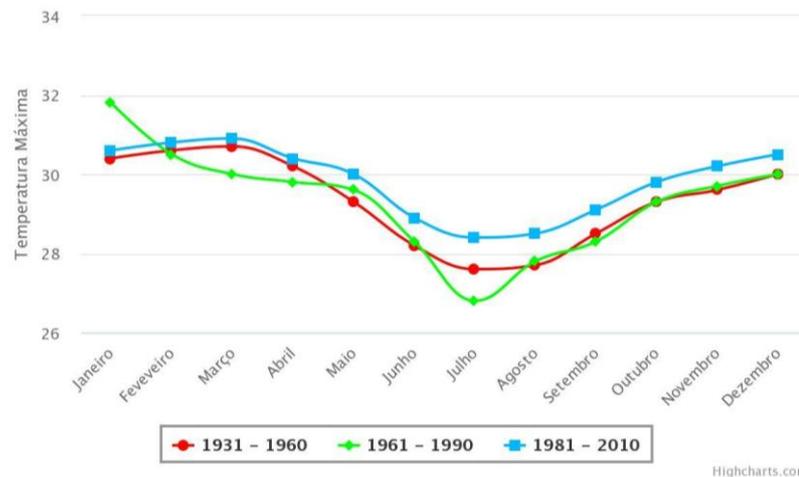
Fonte: INMET (2020)

Figura 26 - Gráfico Comparativo Temperatura Média (°C) de João Pessoa



Fonte: INMET (2020)

Figura 27 - Gráfico Comparativo Temperatura Máxima (°C) de João Pessoa

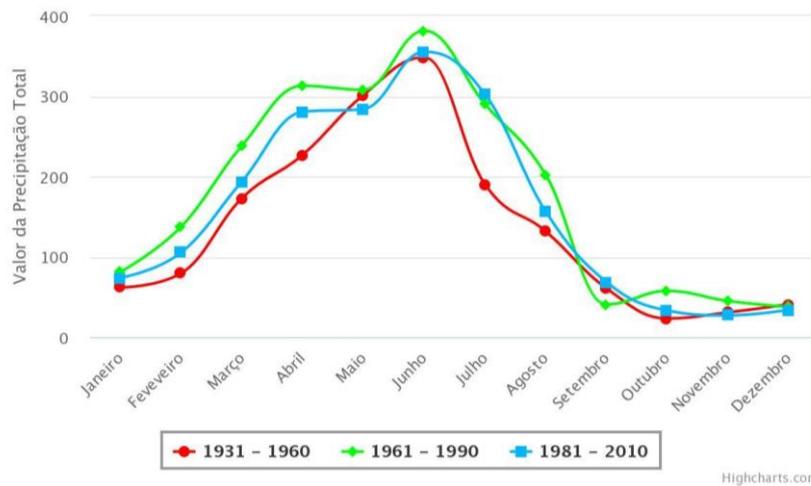


Fonte: INMET (2020)

Quanto à precipitação, de acordo com Francisco (2010), os valores na Paraíba decrescem do litoral para o interior devido ao relevo da região e voltam a subir na região dos contrafortes do Planalto. No litoral ocorrem os maiores índices pluviométricos, cerca de 1800 mm/ano, com período chuvoso entre os meses de abril e julho. Particularmente em João Pessoa, junho é o mês de maior precipitação. Segundo dados da Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba (AESAs), João Pessoa registrou cerca de 2.117,9 mm na estação de monitoramento DFAARA durante o ano de 2019.

Na Figura 28 é apresentado o gráfico comparativo entre períodos consecutivos quanto à distribuição da Precipitação ao longo do ano de João Pessoa. Nota-se que a tendência de distribuição permanece a mesma, com pico no mês de junho.

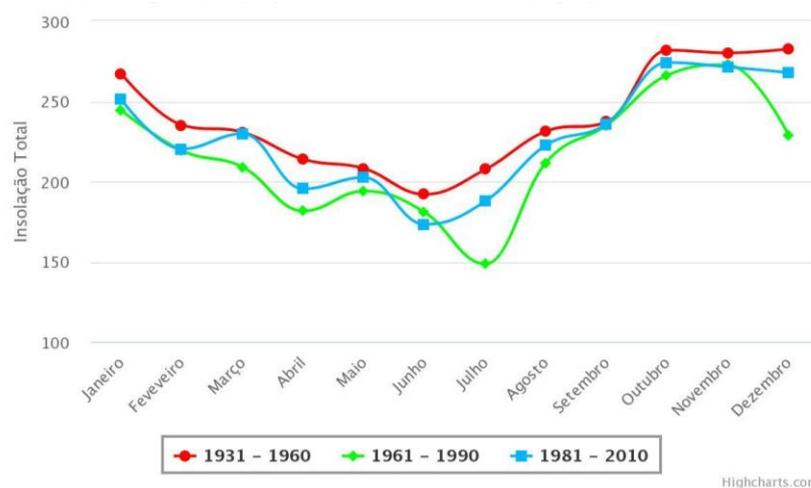
Figura 28 - Gráfico comparativo Precipitação Acumulada (mm) de João Pessoa



Fonte: INMET (2020)

A seguir, Figura 29 e Figura 30, apresentam-se gráficos comparativos entre períodos consecutivos quanto à distribuição da insolação e evaporação, respectivamente, ao longo do ano em João Pessoa. Por encontrar-se em uma região de latitudes tropicais, a cidade não apresenta grande variação, no decorrer do ano, da quantidade de insolação que chega à superfície. A expressiva insolação chega a cerca de 3.000 horas por ano, de acordo com Marinho (2011), a nebulosidade da região evita índices maiores.

Figura 29 - Gráfico Comparativo Insolação Total (Horas e Décimos) de João Pessoa

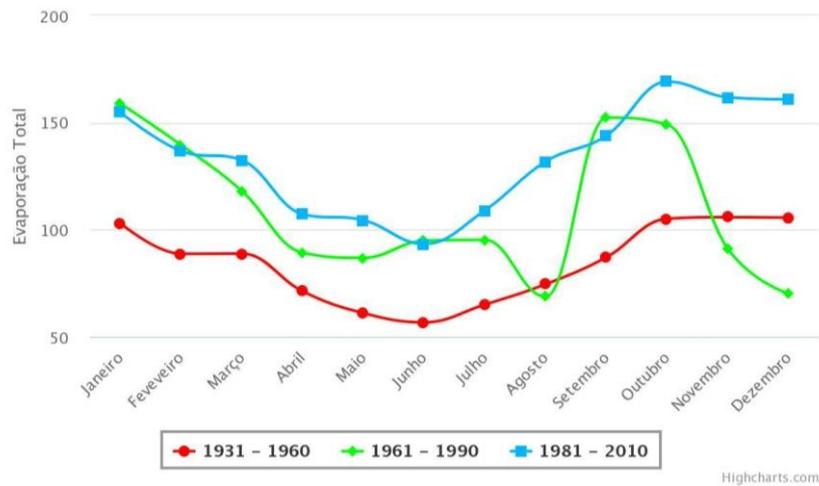


Fonte: INMET (2020)

Altas temperaturas ocasionam intensa evaporação. O período de outubro a dezembro, meses de baixa precipitação, também são meses com altas temperaturas

e que registram os maiores valores referentes a insolação e evaporação, configurando um período em que há deficiência hídrica e que o solo perde umidade. O período de abril a julho caracteriza-se pelo inverso, meses de reposição hídrica, com ápice de excedente pluviométrico em junho.

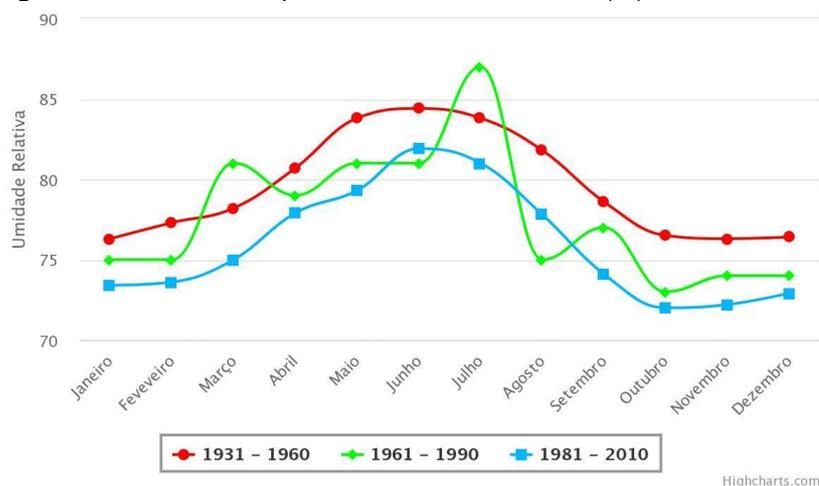
Figura 30 - Gráfico Comparativo Evaporação Total (mm) de João Pessoa



Fonte: INMET (2020)

A cidade possui umidade elevada por ser uma região costeira, com água em abundância. Umidade traz, conseqüentemente, pluviosidade e nebulosidade. O gráfico da Figura 31 traz o comparativo da Umidade Relativa (%) de João Pessoa ao longo do ano em períodos consecutivos. Os gráficos apresentados, analisados em conjunto, refletem a interligação entre os fatores analisados.

Figura 31 - Gráfico Comparativo Umidade Relativa (%) de João Pessoa



Fonte: INMET (2020)

## 4 METODOLOGIA

Neste item, apresentam-se, inicialmente, os procedimentos adotados para a caracterização geotécnica do terreno, incluindo as diretrizes empregadas nos ensaios de campo, nos ensaios de laboratório, como também na coleta de amostras para realizá-los e, especialmente, no ensaio de sucção. Em seguida, encontram-se os procedimentos de execução das estacas, execução das provas de carga, bem como a metodologia utilizada para avaliação da estimativa de recalque.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O programa de investigação geotécnica do terreno consistiu em uma etapa em campo e uma em laboratório. Inicialmente, sondagens foram realizadas para conhecimento da estratigrafia do subsolo e fornecidas a este trabalho pelo projetista de fundações. Quatro (4) sondagens à percussão (*Standard Penetration Test* - SPT) foram executadas pela GEPÊ Engenharia em agosto de 2013, com índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) obtido a cada metro, conforme as recomendações da NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio (ABNT, 2001).

Ainda em campo, amostras foram coletadas para realização de ensaios de laboratório, os quais foram realizados no Laboratório de Solos da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, com o auxílio da equipe técnica. A coleta de amostras seguiu as orientações da NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento (ABNT, 2016a). Os pontos de coleta de amostras foram determinados de forma a se obter uma boa representatividade das condições do solo, dentro da conjuntura propiciada pela segurança durante a escavação que ocorria no momento na obra.

A amostragem compreendeu amostras deformadas para caracterização física e indeformadas para obtenção das características de resistência e deformabilidade. Durante escavação dos furos de estacas, coletou-se amostras em profundidade (aproximadamente a cada metro) para elaboração de perfil de umidade do solo. Ademais, amostras deformadas, com cerca de 5 kg cada, foram coletadas em 3 profundidades, as quais foram utilizadas na realização dos seguintes ensaios:

- Análise granulométrica (com e sem defloculante), conforme a NBR 7181 (ABNT, 2018);
- Limite de liquidez, conforme NBR 6459 (ABNT, 2017);
- Limite de plasticidade, conforme NBR 7180 (ABNT, 2016b);
- Densidade real dos grãos conforme DNER - ME 093/94 (DNER, 1994).

A amostra indeformada consiste em um bloco de formato cúbico com arestas de 30 cm, retirado com o mínimo de perturbação para preservar a estrutura do solo. A fim de garantir material suficiente para a realização de todos os ensaios, dois blocos foram coletados em uma mesma profundidade (3,30 a 3,60 m), a partir dos quais, moldaram-se corpos de provas que foram submetidos aos seguintes ensaios:

- Cisalhamento direto (condição natural e inundada), segundo ASTM D3080;
- Compressão Triaxial (CID) de acordo com ASTM D2850;
- Ensaio Edométrico duplo conforme NBR 12007/1990.

Estes ensaios visam a obtenção de parâmetros de resistência e compressibilidade do solo. Determinou-se, também, a curva característica do bloco, com quantificação da sucção mátrica nas trajetórias de secagem e umedecimento, para isso utilizou-se a técnica papel filtro (papel *Whatman* N° 42), que será detalhada adiante neste trabalho. As curvas características foram ajustadas utilizando o modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

A Tabela 3 traz a síntese dos ensaios de laboratório realizados.

Tabela 3 – Ensaios de Laboratório

		Continua
<b>Tipo De Amostra</b>	<b>Etapa</b>	<b>Ensaios De Laboratório</b>
Amostras Deformadas	Caracterização Física	Análise Granulométrica - Com e Sem Defloculante
		Limite de Liquidez
		Limite de Plasticidade
		Densidade Real dos Grãos

Fonte: A autora (2022)

Tabela 3 – Ensaio de Laboratório

		Conclusão
<b>Tipo De Amostra</b>	<b>Etapa</b>	<b>Ensaio De Laboratório</b>
Amostra Indeformada	Caracterização quanto à resistência e deformabilidade	Edométrico Duplo
		Cisalhamento Direto - Natural e Inundado
		Triaxial CID
	Curva Característica	Trajectoria de Secagem e Umedecimento - Método do Papel Filtro)

Fonte: A autora (2022)

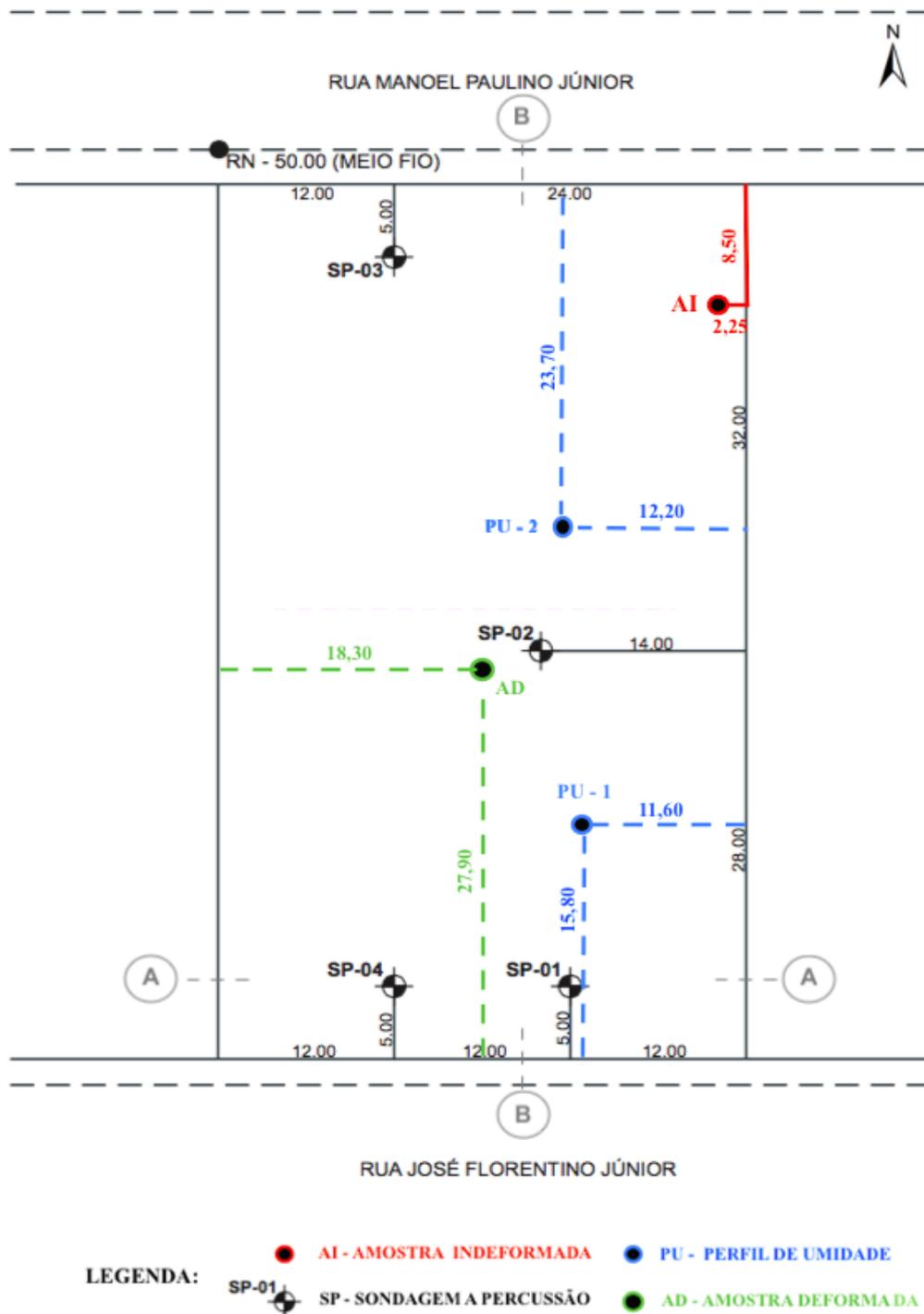
As amostras, deformadas e indeformadas, foram coletadas em fevereiro/2019, mês cujo volume de precipitação teve um leve aumento em relação aos meses anteriores (período seco), mas ainda considerado baixo para a região. A Tabela 4 apresenta as profundidades de coleta das amostras deformadas e indeformadas. A Figura 32 apresenta a localização dos pontos de sondagem e de coleta de amostras.

Tabela 4 – Profundidade das amostras coletadas

<b>Amostra</b>	<b>Tipo</b>	<b>Profundidade (m)</b>
I	Deformada	3,5
II	Deformada	4,5
III	Deformada	5,15
AI	Indeformada	3,30 a 3,60

Fonte: A autora (2022).

Figura 32 - Localização das sondagens e coletas de amostras



Fonte: A autora (2022)

A seguir, serão apresentados, com maior detalhamento, a metodologia de coleta de amostras e o método do papel filtro para obtenção da curva característica. Os procedimentos dos demais ensaios podem ser encontrados nas normas citadas anteriormente.

#### 4.1.1 Coleta das Amostras

Nesta seção, descreve-se o procedimento de coleta de amostras realizados na área de estudo deste trabalho. Esta etapa foi realizada pelo técnico de laboratório de solos da UFPE, Gutemberg, visto que requer um maior cuidado e experiência para evitar a perturbação da amostra.

Inicialmente, escavou-se um poço de seção retangular (1,5 x 2,0 m) com espaço suficiente para a moldagem de dois blocos em uma mesma profundidade (3,30 a 3,60 m). A escavação foi conduzida com atenção para que a região onde os blocos viriam a ser moldados não fosse pisoteada. Utilizando enxadas e pás, escavou-se até uma profundidade de 0,10 m acima da cota da face superior da amostra. A partir de então, o bloco foi sendo talhado cuidadosamente no topo, continuando em direção às faces laterais até a base, deixando uma folga de 0,10 m além da face inferior para o seccionamento do bloco.

Posteriormente, os blocos foram envoltos com papel filme e identificados no topo. Sem demora, duplamente embrulhados com papel alumínio e por tecido (morim). Procedeu-se então à aplicação de duas camadas de parafina. Esse processo de envolver o bloco com diferentes camadas de proteção visa evitar a perda da umidade. Ao finalizar a proteção, exibidas na Figura 33, procedeu-se com o seccionamento na base dos blocos.

Figura 33 – Coleta de amostra indeformada



Fonte: A autora (2022)

Legenda: (a) Papel filme (b) aplicação de parafina (c) serragem e posicionamento na caixa

Para que fossem transportados, posicionou-se os blocos em caixotes de madeira preenchidos com serragem (Figura 33c) – a serragem preenche os espaços entre as paredes dos blocos e as caixas, evitando a perturbação durante o transporte – e para que fossem retiradas, os caixotes foram, cautelosamente, tombados lateralmente. Na sequência, a base foi protegida seguindo as mesmas etapas de proteção descritas para as demais faces.

As caixas com amostras foram identificadas, com indicação da face superior e detalhes da coleta (data, profundidade, local, etc.), e então levadas à superfície do poço para serem transportadas cuidadosamente até o Laboratório de Solos da UFPE. Todo o procedimento, desde a abertura do poço de coleta ao manuseio em laboratório, fora realizado tendo como preceito a preservação das condições de estrutura e umidade das amostras para que os resultados representem o mais próximo possível as condições em campo.

As amostras deformadas, com cerca de 5kg, foram coletadas com pás e acondicionadas em sacos plásticos para evitar perda de umidade. A coleta das amostras deformadas para a determinação da umidade deu-se, aproximadamente, a cada metro de solo penetrado pelo trado durante a perfuração da estaca E2-BL14, iniciando a 1,60 (nível do terreno já escavado) até a profundidade final perfurada 17,94 m, totalizando 17 amostras. O 0 (zero) do gráfico corresponde a cota altimétrica do referencial de nível (RN-50,00). Buscou-se coletar amostras a cada metro de profundidade, com cerca de 150 gramas cada amostra. Essas também foram preservadas em saco plásticos.

#### **4.1.2 Curva Característica**

As curvas características do solo para as trajetórias de secagem e umedecimento foram obtidas através do método do papel filtro. O mais recomendado é que se utilize o método adequado à faixa de valores de sucção, pois para pontos de sucções muito baixas ou muito altas o papel filtro não capta com muita acurácia. Entretanto, por ser o método disponível, foi o utilizado em todos os pontos da curva. A ASTM D5298 (2016) descreve este método, que se trata de um método indireto para medir a sucção do solo numa faixa de variação entre 10 e 100,000 kPa.

O método baseia-se no princípio que quando o solo está em contato com material poroso com capacidade de absorver água, haverá uma transferência do

líquido entre os materiais até que o sistema alcançará o equilíbrio de pressão. A curva é obtida a partir dessa relação sucção e umidade do material. Quando alcançado o equilíbrio o material poroso e o solo terão a mesma sucção, com umidades diferentes. A sucção mátrica é obtida quando o papel filtro está em contato com o solo, já quando não está a sucção total é encontrada.

Inicialmente, para a trajetória de secagem, moldaram-se doze corpos de prova em anéis metálicos com 6,0 cm de diâmetro e 2,0 cm de altura, a partir da amostra indeformada. Para obter pontos com diferentes umidades e, conseqüentemente, diferentes sucções, determinou-se a umidade que o corpo de prova se encontrava na moldagem, para que então seis dos corpos de prova passassem por secagem e, assim, fossem obtidos pontos com menores umidades que a natural. Os outros seis corpos de prova foram umedecidos para que passassem por secagem, mas permanecessem com umidades mais altas que a umidade natural. Dessa forma, todos os pontos passaram por secagem, sendo que seis, após a secagem, a umidade final ficou acima da umidade natural e os outros seis abaixo.

O umedecimento dos corpos de prova consistiu em pôr os anéis sobre pedras porosas saturadas em uma bandeja com lâmina d'água até a altura da pedra, conforme

Figura 34. Entre a pedra e o anel, colocou-se um papel filtro para evitar perda de material. Os corpos de prova permaneciam nessa bandeja por 72 horas, absorvendo água por capilaridade, processo este que não permitia a saturação completa do corpo de prova. Após este período elevando a saturação, os corpos de prova eram postos para secar ao ar livre, até valor de umidade pré-determinada. Os valores de umidade eram controlados através do peso do corpo de prova.

Figura 34 – Processo de umedecimento



Fonte: A Autora (2022)

Outros doze corpos de prova foram utilizados para obter a curva pela trajetória de umedecimento. A umidade de cada corpo de prova foi determinada na moldagem e, então, seis deles foram umedecidos para chegar aos pontos da curva com umidades mais altas. Os outros seis foram deixados secando ao ar, para que fossem posteriormente umedecidos, já que a trajetória é de umedecimento, até valores inferiores ao da umidade na moldagem. Assim, conseguiu-se pontos com diferentes valores de umidade em uma trajetória de umedecimento.

Ao atingir as umidades pré-definidas, deu-se início à etapa de equalização, que consiste em colocar o solo em contato direto com papel filtro para medição da sucção mátrica. Nesta etapa, o corpo de prova foi envolto com papel filme, em seguida com papel alumínio e, então, mantido em caixa de isopor para evitar troca de umidade com o meio externo. O conjunto permaneceu em equalização por 7 dias, período suficiente segundo Marinho (1994). Utilizou-se papel filtro do tipo *Whatman* N° 42, que deve ser manuseado sempre com pinça e de forma rápida por ser sensível e variar a umidade assim que entra em contato com o ar.

Passado o tempo de equalização, retirou-se o papel e pesaram-se separadamente, o corpo de prova e o papel. A balança utilizada deve ter resolução de 0,0001 g. Após a pesagem, ambos foram levados à estufa sob temperatura de 105°C por 24 horas. Passado este período, obteve-se os pesos secos do papel e do corpo de prova. Ao fim, através dos pesos úmidos e secos, determinou-se seus valores de umidade. A calibração do *Whatman* N° 42 inicialmente seco, decorre numa relação

entre a sucção e a umidade com uma alteração de sensibilidade para uma umidade em torno de 47%, segundo as relações obtidas por Chandler *et al.* (1992):

$$\text{Para } w_{\text{papel}} \leq 47\%, \text{ Sucção (kPa)} = 10^{4,84-0,0622w(\%)} \quad (20)$$

$$\text{Para } w_{\text{papel}} > 47\%, \text{ Sucção (kPa)} = 10^{6,05-2,48 \log(\%)} \quad (21)$$

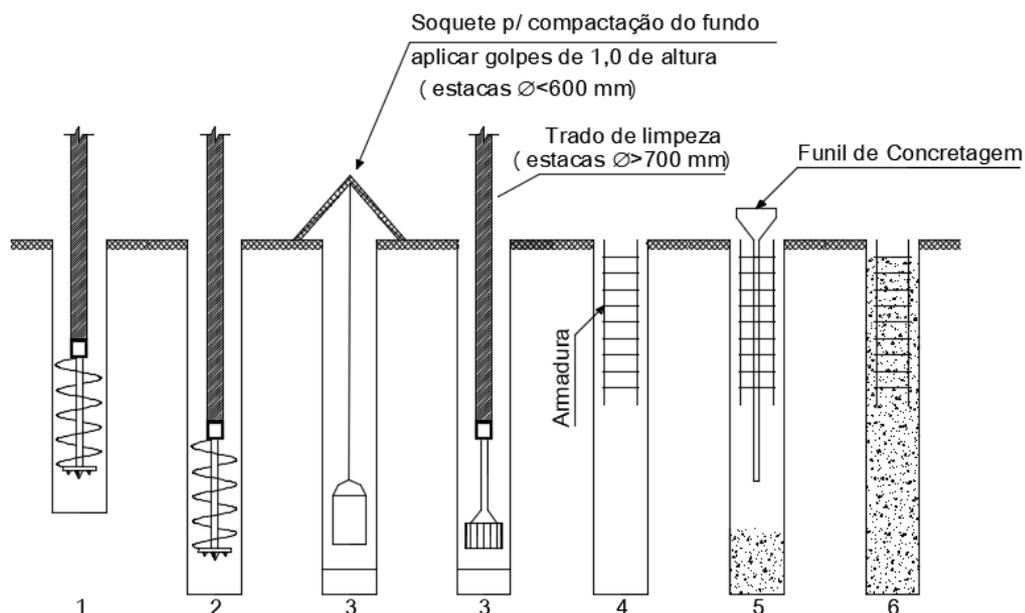
Onde:

$w_{\text{papel}}$ : umidade do papel.

## 4.2 EXECUÇÃO DAS ESTACAS

O processo executivo das estacas escavadas consistiu basicamente na escavação do furo (sem revestimento), montagem da armadura e concretagem. A Figura 35 exibe em maior nível de detalhe as etapas de execução, conforme designado no projeto da fundação em estudo neste trabalho.

Figura 35 - Processo Executivo de estaca escavada



Fonte: Adaptado Copesolo (2018)

A Etapa 1 consistiu na perfuração do furo para retirada do solo, para tanto utilizou-se equipamento rotativo, o qual pode ser observado na Figura 36. O

equipamento consiste em uma haste com trado na ponta acoplada sobre um caminhão, configurando um conjunto de tração e haste de perfuração. Retirou-se o trado à superfície a cada comprimento de trado penetrado para descarregamento do material escavado, avançando com este processo até a cota de assentamento da estaca. Nesta fase, as características do solo puderam ser confirmadas por meio da comparação com a sondagem mais próxima – o que será demonstrado nos resultados da caracterização geotécnica.

Figura 36 - Equipamento de perfuração da estaca



Fonte: A Autora (2022)

Figura 37 - Perfuração da Estaca com trado acoplado ao caminhão



Fonte: A Autora (2022)

Após o término da escavação do furo (Etapa 2), procedeu-se com a compactação (em estacas com diâmetro inferior a 600 mm) e limpeza do fundo do furo (em estacas com diâmetro superior a 700 mm), o que dá maior garantia ao contato da ponta com o solo (Etapa 3). Em seguida, as armaduras foram conferidas e posicionou-se a armadura no furo (Etapa 4). A colocação da armadura (Figura 38) deve ocorrer de forma cuidadosa para que as paredes da escavação não sejam atingidas. Enquanto as estacas não forem concretadas, deve-se proteger a escavação para que não ocorra queda de material ou fluxo de água para seu interior.

Figura 38 – Colocação da armadura



Fonte: A Autora (2022)

Após a disposição da armadura, realizou-se a concretagem (Etapa 5), fase que requer muito cuidado. O concreto, recebido e verificado quanto aos requisitos de controle tecnológico, foi lançado do topo da escavação com a utilização de funil, como observado na Figura 39. O funil é necessário para direcionar o lançamento do concreto. Desta forma, evita-se que as paredes da escavação sejam atingidas e não haja contaminação com o solo. O período entre a escavação e concretagem deve ser o menor possível. A NBR 6122 no item 1.4 define que a concretagem seja feita no mesmo dia da escavação e que o funil tenha comprimento mínimo de 1,5 m.

Figura 39 – Concretagem da estaca: lançamento do concreto com auxílio de funil



Fonte: A Autora (2022)

### 4.3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

As provas de carga foram realizadas em janeiro de 2019, portanto conforme as recomendações da versão 2006 da NBR 12131: Estacas - Provas de Carga Estática (ABNT, 2006) e da versão 2010 da NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 2010). Três estacas da obra (E5P1, E5P4 e E5P18) foram ensaiadas com carregamento do tipo lento. A carga foi aplicada em 10 estágios, com valor máximo aplicado correspondente ao dobro da carga de trabalho (3491 kN). O sistema de reação para aplicação do carregamento foi constituído por barras de aço ancoradas em estacas escavadas e fixadas a vigas metálicas. O descarregamento foi realizado em quatro estágios.

A seguir serão apresentadas as informações necessárias ao entendimento da execução das provas de carga estáticas.

#### 4.3.1 Características da obra

A obra cuja fundação integra este estudo é um edifício residencial multifamiliar, que possui 22 pavimentos na torre principal e 2 pisos na periferia da torre, nos quais estão as áreas comuns do condomínio (piscinas, quadras esportivas, academia, entre outros). Portanto, as cargas de maior magnitude concentram-se na área central do terreno, região da torre.

A fundação do edifício conta com 245 estacas do tipo escavadas com trado mecânico, com diâmetros, comprimentos e cargas de trabalho variando conforme exibido na Tabela 5. As estacas de maior diâmetro e comprimento situam-se na região da edificação principal, enquanto as de menor no seu entorno.

Tabela 5 - Características das estacas que compõem a fundação

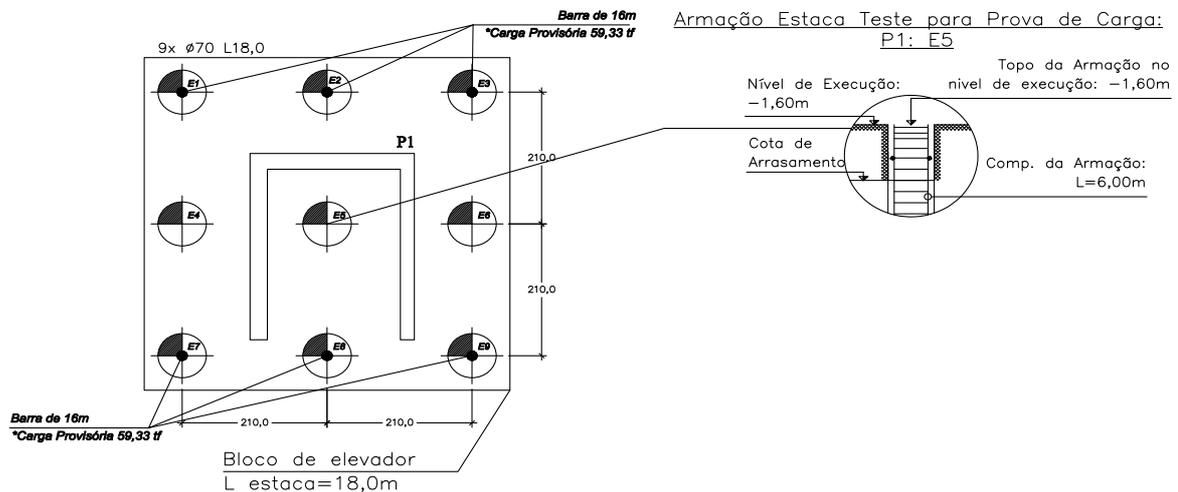
Ø (cm)	Quantidade (un.)	Comprimento (m)	Carga De Trabalho (kN)
30	60	13,00	333
40	48	15,00	608
50	12	15,00	843
60	16	17,00	1196
70	19	17,00	1745
	48	18,00	
80	42	17,00	2422

Concreto  $f_{ck} \geq 20 \text{ Mpa}$

Fonte: Copesolo (2017)

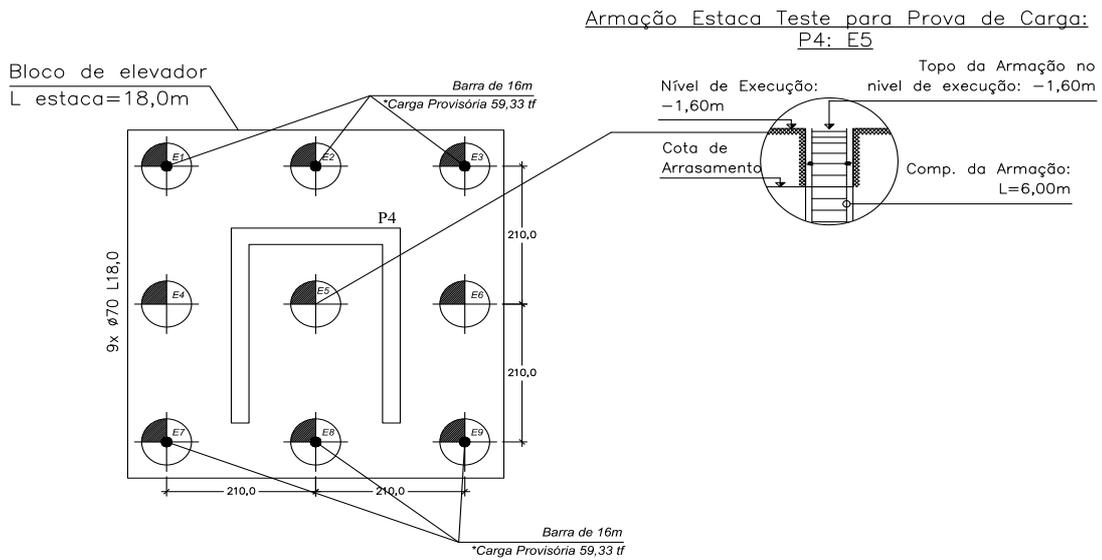
De acordo com a norma NBR 6122:2010 (versão utilizada na época), deve-se realizar prova de carga em 1% do estaqueamento, com o mínimo de uma prova de carga. Nesta obra, 3 estacas foram submetidas a prova de carga. Apresenta-se na Figura 40, Figura 41 e Figura 42 os blocos B1, B5 e B18, respectivamente, cujas estacas centrais (E5) foram submetidas às provas de carga. Os blocos são compostos por 9 estacas com Ø 70 cm de diâmetro e 18 m de comprimento (comprimento de projeto). Entre as demais estacas do bloco as estacas E1, E2, E3, E7, E8 e E9 foram utilizadas como estacas de reação.

Figura 40 – Bloco: B1/ Estaca testada: E5P



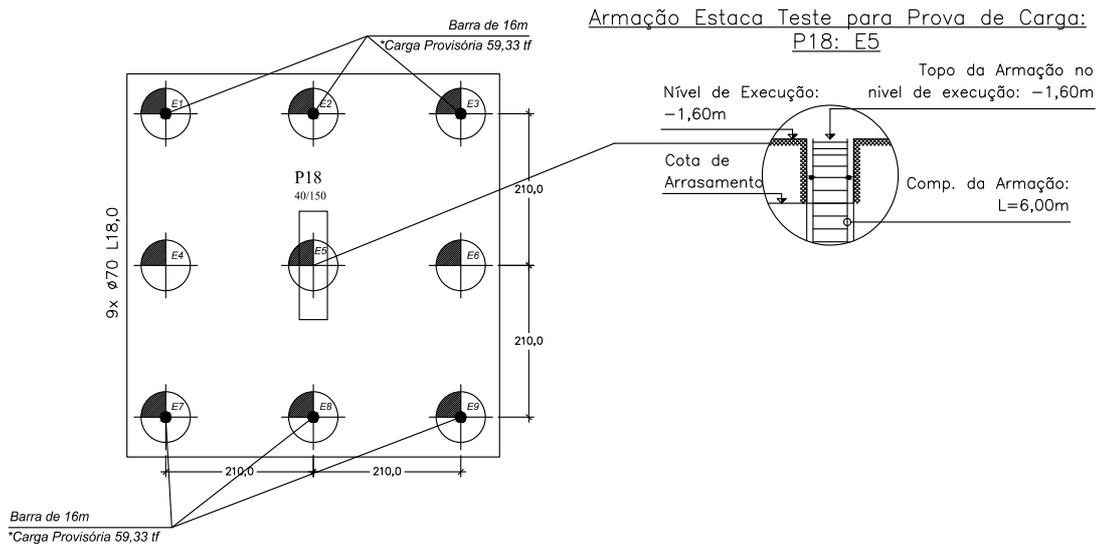
Fonte: Copesolo (2017)

Figura 41 – Bloco: B4/ Estaca testada: E5P4



Fonte: Copesolo (2017)

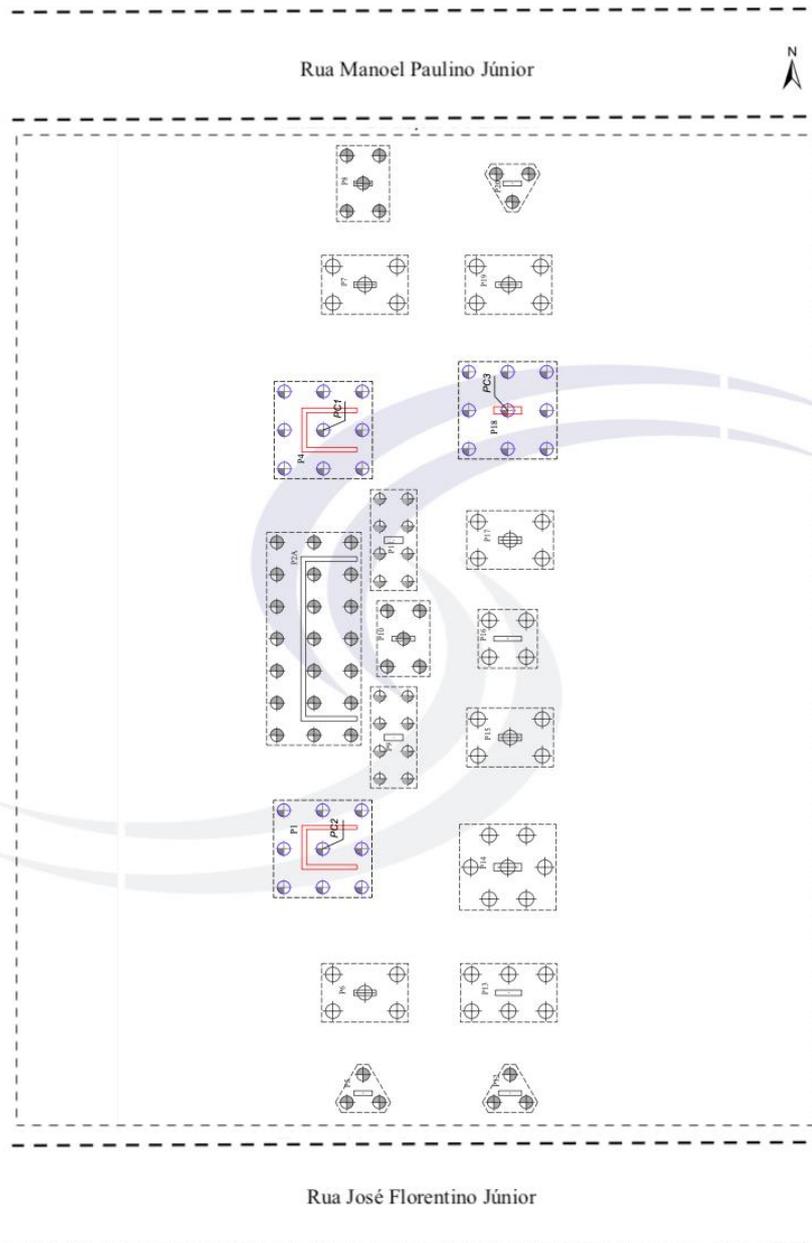
Figura 42 – Bloco B18/ Estaca testada: E5P18



Fonte: Copesolo (2017)

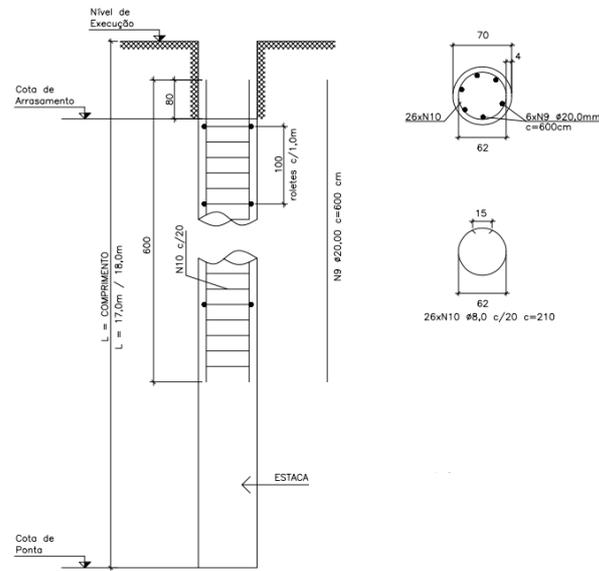
A Figura 43 retrata a localização das estacas que foram submetidas a provas de carga entre o estaqueamento da obra.

Figura 43 - Locação das Provas de Carga



Fonte: Concretosolo (2019)

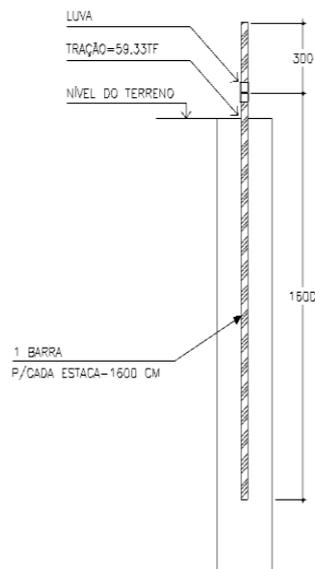
O detalhamento das estacas de  $\varnothing 70$  cm de diâmetro é apresentado na Figura 44. A armadura longitudinal é composta por 6 barras de  $\varnothing 20$  mm com 6 metros de comprimento. Já a armadura transversal conta com estribos de  $\varnothing 8$  mm a cada 20 centímetros.

Figura 44 - Detalhe da Estaca com  $\varnothing 70$  cm

Fonte: Copesolo (2017)

As estacas de reação possuem barras de tirantes engastadas com comprimento ancorado de 16 metros. O aço é do tipo *Dywidag*, dimensionado para a carga de tração de 593 kN. O detalhe da barra da estaca teste é apresentado na Figura 45. Os detalhes do sistema de reação, bem como da prova de carga, serão apresentados na seção seguinte.

Figura 45 – Estacas de Reação



Fonte: Copesolo (2017)

### 4.3.2 Características do ensaio

A Tabela 6 traz as características das estacas ensaiadas, cujas cargas de trabalho são de 1746 kN. O ensaio foi do tipo lento, com carga máxima definida em 3491 kN, o dobro da carga admissível em projeto. As estacas testadas são estacas permanentes, portanto não se levou o carregamento até a ruptura. Como as estacas possuem mesmo diâmetro e cargas de trabalho, o sistema de carregamento, reação, medição e execução foram os mesmos para os três ensaios.

Tabela 6 - Provas de Carga

Ensaio	Estaca	Ø (mm)	Comp. (m)	SPT	Carga De Trabalho (kN)	Carga De Ensaio (kN)
PCE I	E5P4	700	17,00	SPT-03	1746	3491
PCE II	E5P1	700	16,80	SPT-02	1746	3491
PCE III	E5P18	700	21,16	SPT-02	1746	3491

Fonte: Concretosolo (2019)

### 4.3.3 Carregamento

Aplicou-se o carregamento em 10 estágios com incrementos sucessivos de 349 kN, que corresponde a 20% da carga admissível, seguido por 4 estágios de descarregamento, conforme apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 - Estágios de carregamento

Carregamento		Descarregamento	
Estágio	Carga (kN)	Estágio	Carga (kN)
1°	349	1°	2618
2°	698	2°	1746
3°	1047	3°	873
4°	1346	4°	0,0
5°	1746	-	-
6°	2095	-	-
7°	2444	-	-
8°	2793	-	-
9°	3142	-	-
10°	3491	-	-

Fonte: Concretosolo (2019)

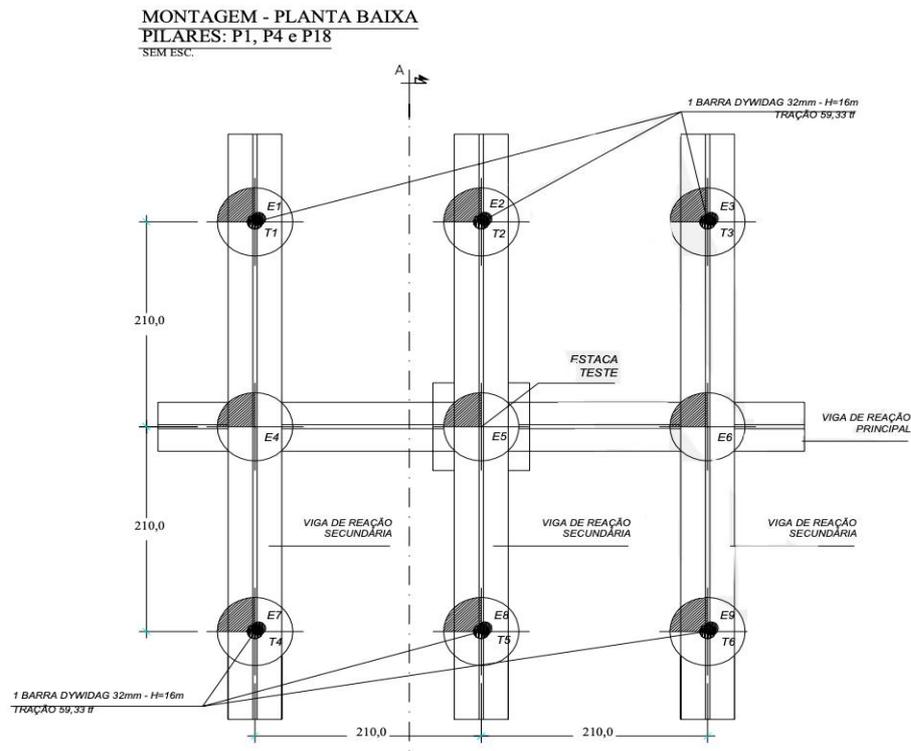
Em cada estágio, manteve-se a carga por, no mínimo, 30 minutos, até a estabilização dos deslocamentos – situação definida por duas leituras consecutivas diferirem em no máximo 5% do recalque total no estágio. Programou-se leituras dos deslocamentos no início ( $t=0$ ) e nos tempos 2, 4, 8, 15, 30 minutos, para cada estágio. A carga máxima do ensaio foi mantida por 12 horas, contadas após a estabilização dos recalques, para só então prosseguir com o descarregamento, o qual foi realizado em quatro estágios com duração mínima de 15 minutos cada. Ao passo que se aplicava o carregamento, monitorava-se também o deslocamento da barra das estacas de reação.

#### **4.3.4 Sistema de Reação**

O sistema de reação deste ensaio constituiu-se em seis estacas escavadas (estacas permanentes da fundação), nas quais foram ancoradas barras de aço fixadas a vigas metálicas.

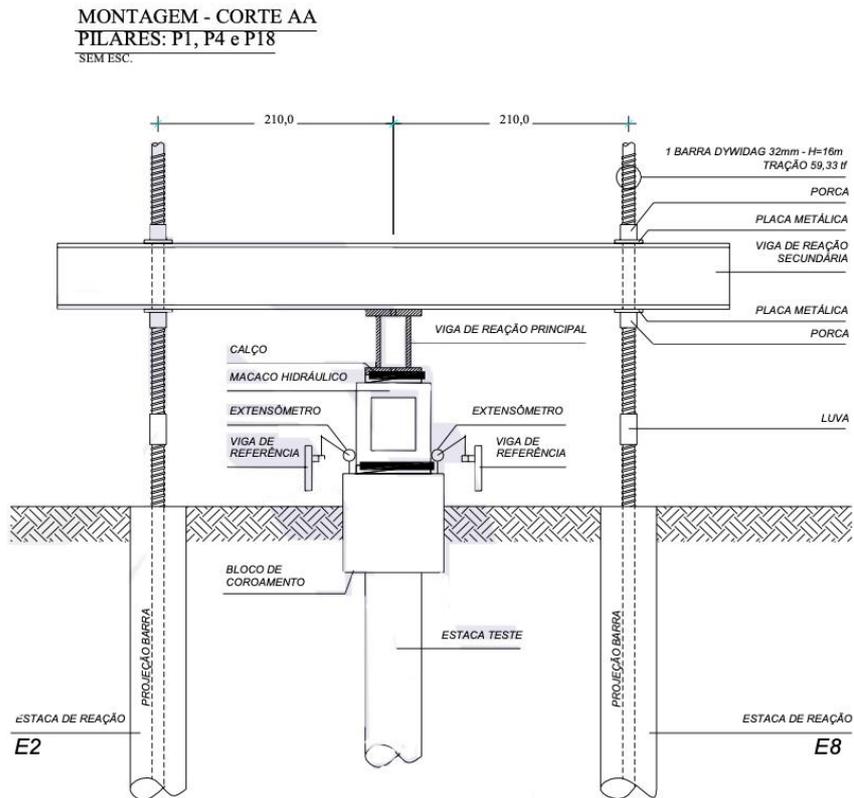
A Figura 46 apresenta a planta baixa do sistema de reação dos testes, enquanto a Figura 47 traz a seção transversal A-A. A distância entre eixos das estacas (2,10 m) corresponde a três vezes o diâmetro da estaca ensaiada. Este e demais espaçamentos do sistema estão de acordo com a NBR 12131.

Figura 46 - Planta Baixa do Sistema de Reação das Provas de Carga



Fonte: Concesolo (2019).

Figura 47 - Corte do Sistema de Reação das Provas de Carga



Fonte: Concesolo (2019)

Como pode-se visualizar através Figura 47, cada viga secundária do sistema foi presa a duas estacas de reação pelas barras DYWIDAG ( $\varnothing = 32$  mm), totalizando três vigas de reação secundária sobrepostas perpendicularmente a uma quarta viga, a viga de reação principal. Para cada barra, utilizou-se porcas e placas metálicas na fixação com a viga e luvas para unir segmentos das barras. As vigas constituem-se de perfis laminados *Gerdau* duplo W 610 x 140, com inércia compatível aos esforços aplicados. Para aumento da resistência ao cisalhamento, a estrutura das vigas foi reforçada com chapas soldadas formando “costelas”.

As Figura 48 e Figura 49 apresentam o sistema de reação montado para a PCE II (estaca E5P1), da mesma forma foram executados os demais. Uma tenda foi montada para reduzir os fatores ambientais sobre os equipamentos de medição.

Figura 48 - Vista lateral do sistema da PCE



Fonte: A Autora (2022)

Figura 49 - Vista da PCE no sentido Leste-Oeste



Fonte: A Autora (2022)

#### 4.3.5 Sistema de Medição

Utilizou-se para aplicação do carregamento um macaco hidráulico *Pontemac* acionado por bomba manual, configurando um conjunto com capacidade para 5884 kN (Figura 50). Aplicou-se o carregamento no elemento de ligação com a estaca, o bloco de coroamento. Quatro extensômetros mecânicos *Mitutoyo*, com curso de 50,0 mm e precisão de 0,01 mm, foram instalados nos vértices dos blocos de coroamento para medição das deformações, apoiados sobre vigas de referência (Figura 50). Através de manômetro analógico de 4" (*Baflex KL 1.6*) com duas escalas de leitura (bar e lbf/pol<sup>2</sup>), realizou-se a leitura das cargas aplicada pela bomba manual (Figura 51).

Figura 50 - Macaco hidráulico e extensômetros apoiados sobre bloco de coroamento provisório



Fonte: A Autora (2022)

Figura 51 - Bomba Manual com Manômetro



Fonte: A Autora (2022)

Durante os estágios, monitorou-se também o comportamento das estacas de reações através de níveis laser, instalados remotamente, direcionados para papéis milimetrados fixados nas barras de tirantes (Figura 52).

Figura 52 - Laser acompanhando deslocamentos em papel milimetrado na barra de aço.



Fonte: A Autora (2022)

Na primeira prova de carga estática (PCE I), não foi possível atingir a carga máxima pretendida para o ensaio devido a uma limitação do sistema de reação. Formaram-se esforços cisalhantes em algumas placas de ancoragem e na passagem do sexto para o sétimo estágio de carga, as placas apresentaram deformação excessiva, como pode ser visto na Figura 53. Houve, então, uma perda de pressão no macaco hidráulico, reduzindo a carga aplicada na estaca, que estabilizou em 1491 kN. Manteve-se esta carga como a do estágio final por 12 h para então realizar o descarregamento. Para as demais provas de carga (PCE II e PCE III), as placas foram reforçadas (Figura 54).

Figura 53 - Placa deformada



Fonte: A Autora (2022)

Figura 54 - Placa reforçada para os demais ensaios



Fonte: A autora (2021)

#### 4.4 RETROANÁLISE DA PROVA DE CARGA E ESTIMATIVA DE RECALQUE

No que diz respeito à previsão dos recalques das fundações, é essencial conhecer os parâmetros de deformabilidade do solo. Entretanto, este é um requisito de difícil determinação. A retroanálise dos parâmetros de deformabilidade a partir dos dados das provas de carga foi um recurso utilizado para determinação dos parâmetros.

Inicialmente procedeu-se com a retroanálise das curvas carga-recalque resultantes das provas de carga estáticas PCE II e PCE III. Com o método de Randolph e Wroth (1979) foi realizada a retroanálise do Módulo de Elasticidade do solo do terreno de fundações. Os módulos de elasticidade para cálculo do recalque da estaca foram considerados constantes ao longo e abaixo da estaca e os valores escolhidos para introdução inicial variando de 50 MPa a 500 MPa. Os coeficientes de Poisson adotados foram de: 0,15; 0,20; 0,30; e 0,40.

Utilizou-se a rotina PIGLET, software que realiza a análise de tensão deformação de estacas isoladas e grupos de estacas em diferentes condições de carregamento fornecida por Randolph (2019). O programa é executado a partir de uma pasta de trabalho Excel™, que chama uma DLL Fortran e permite analisar a deformação das estacas através de modelagem do solo como um meio elástico linear. Todos os dados de entrada e saída do programa estão em diferentes planilhas na pasta de trabalho do Excel.

O programa pode ser fornecido entrando em contato com Mark Randolph, incluindo um manual em PDF, e será executado em qualquer computador de mesa ou notebook onde o Excel estiver disponível. Mais informações encontram-se disponíveis no site: <https://www.geocalcs.com/piglet>.

Como premissa do método, considera-se que a camada superior se deforma exclusivamente pelas tensões no fuste da estaca, enquanto a camada inferior à base da estaca se deforma pela carga transmitida pela ponta. Este é um método proposto por Randolph e Wroth (1978b), onde desenvolve cálculo de recalque de estacas flutuantes, e por Randolph e Wroth (1978a) onde o método é estendido para estacas de ponta.

Empregou-se os valores dos parâmetros de deformabilidade obtidos pela retroanálise para a estimativa do recalque do bloco. Ademais, empregou-se módulos de elasticidade obtidos através de correlação com o  $N_{SPT}$  proposta por Poulos e Davis

(1980) adaptada por Danziger e Lopes (2021) para avaliar a estimativa de recalque pelo método de Randolph Wroth (1978b) para uso prático.

## 5 RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste capítulo serão apresentados os resultados da investigação geotécnica do terreno realizada por meio de ensaios de laboratório e campo, bem como as análises geradas a partir de seus resultados. Os ensaios foram realizados para fins de identificação das características físicas, de resistência e deformabilidade, visto que é um solo não saturado, apresenta-se também a variação da sucção/umidade.

### 5.1 SONDAGENS

As sondagens foram realizadas pela GEPÊ ENGENHARIA no final de agosto de 2013, mês de transição entre o período chuvoso e o seco, quando os índices pluviométricos reduzem e as temperaturas permanecem amenas. Os dados do subsolo levantados pelos quatro furos de sondagem configuraram perfis similares, com variabilidade semelhante das camadas de solo em profundidade e continuidade horizontal. Os perfis de sondagem completos podem ser visualizados no Anexo A. Conforme pode ser verificado através da Figura 55, os índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) iniciam baixos, todavia crescentes em profundidade, com maior ganho de resistência a partir de 14 metros.

As sondagens atingiram profundidades de 17,70 m; 18,90 m; 18,70 m e 18,60 m (SP-01, SP-02, SP-03, SP-04, respectivamente) e não alcançaram nível d'água. Dentro do banco de sondagens de João Pessoa apresentado por Soares (2011), os perfis que alcançam nível d'água estão quase que totalmente localizadas na Baixada Litorânea. Coutinho e Severo (2009) reiteram que os níveis de água na Formação Barreiras encontram-se em grandes profundidades.

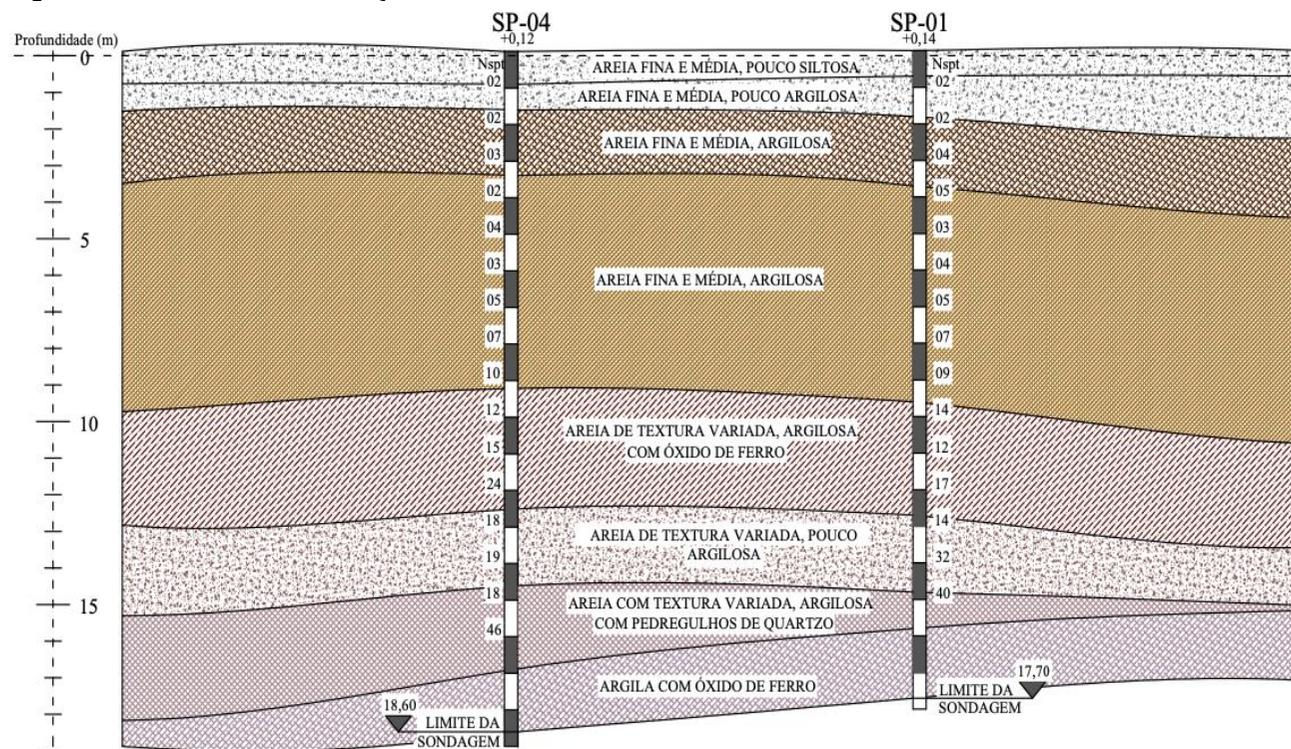
Quanto à classificação do solo pelas sondagens, o terreno apresenta inicialmente uma areia fina a média, que varia de pouco siltosa a pouco argilosa, de compactidade fofa. As camadas superficiais apresentam manifestações de matéria orgânica, o que lhes confere a tonalidade acinzentada. Na sequência, a camada apresenta areia fina a média argilosa, fofa, ainda com alguma matéria orgânica e com tonalidade marrom devido a raros nódulos de óxido de ferro. A presença de matéria orgânica nos perfis ocorre até aproximadamente 3,4 m de profundidade. Posteriormente, o solo continua apresentando uma areia fina a média, marrom clara, com compactidade variando de fofa a medianamente compacta.



Em seguida, há uma areia de textura variada, que vai de pouco argilosa a argilosa, com a presença de pedregulhos de quartzo e óxido de ferro. O óxido de ferro confere a matriz avermelhada e cimentação ao solo, ocasionando o surgimento de concreções ferruginosas. A compactidade passa então de medianamente compacta a compacta, e muito compacta. No limite das sondagens, o perfil apresenta uma argila com óxido de ferro, de cor arroxeadada e consistência dura. O aumento do nível de tensões e a cimentação são alguns dos fatores que elevaram a resistência das camadas de solo.

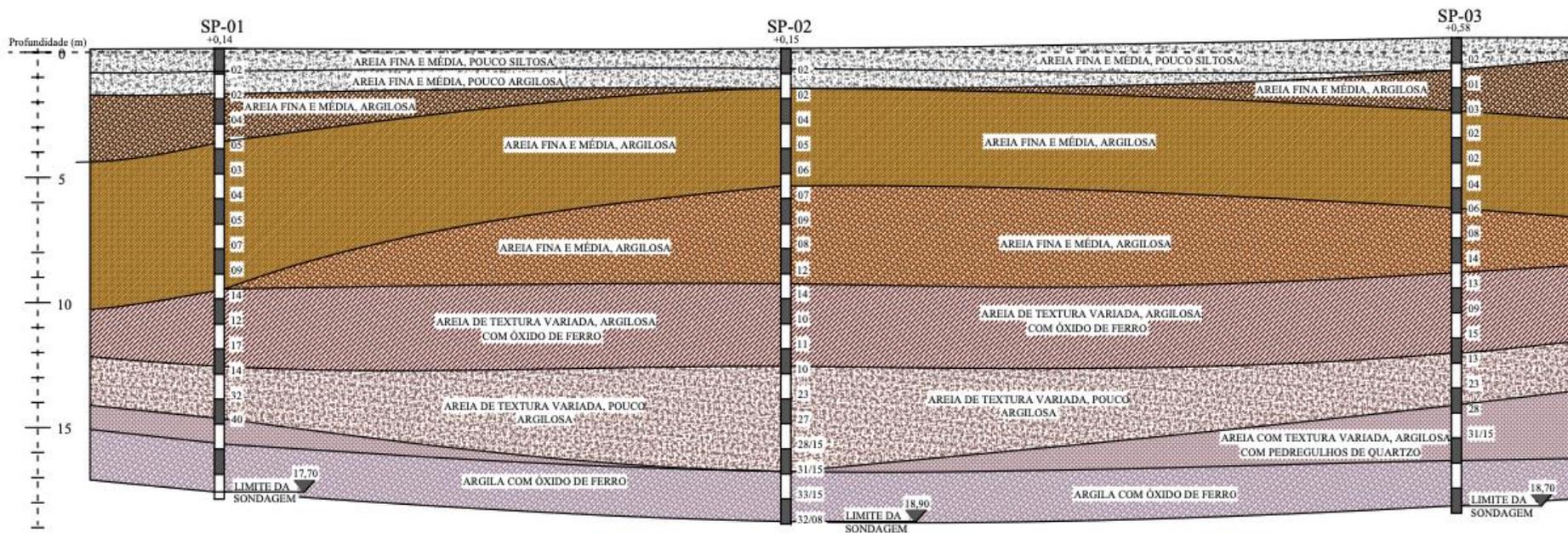
Os ensaios atingiram sua primeira atribuição, apresentaram uma descrição satisfatória da estratigrafia do subsolo, com dados sobre textura, espessura, compactidade/consistência e cor das camadas, bem como sobre a resistência à penetração e presença de óxidos de ferro e concreções ferruginosas. Com estes dados, perfis estratigráficos de seções perpendiculares em planta do terreno foram elaborados (A-A e B-B), os quais podem ser observados na Figura 56 e Figura 57 – localização das seções em planta encontra-se na Figura 32. Os perfis ajudaram a obter uma visualização mais nítida das camadas e como estão distribuídas espacialmente no subsolo.

Figura 56 - Perfil do terreno: seção A-A.



Fonte: A autora (2022)

Figura 57 – Perfil do terreno: seção B-B



Fonte: A autora (2022)

A Figura 58 apresenta amostras retiradas durante escavação da estaca E2-BL14, localizadas entre as sondagens SP-01 e SP-02. O terreno já havia sido escavado até o nível -1,60, de onde partiu a perfuração do furo da estaca, até uma profundidade de 20 m. Durante a perfuração, observou-se a diferenciação na coloração e textura do solo, como também a presença de concreções ferruginosas e óxidos de ferro, confirmando o que foi descrito nas sondagens. As características encontradas são as esperadas para a unidade geológica da Formação Barreiras e condiz com a atribuição pedológica de Argissolos, com base no que foi apresentado no capítulo anterior.

Figura 58 - Amostras obtidas em profundidade



Fonte: A autora (2022)

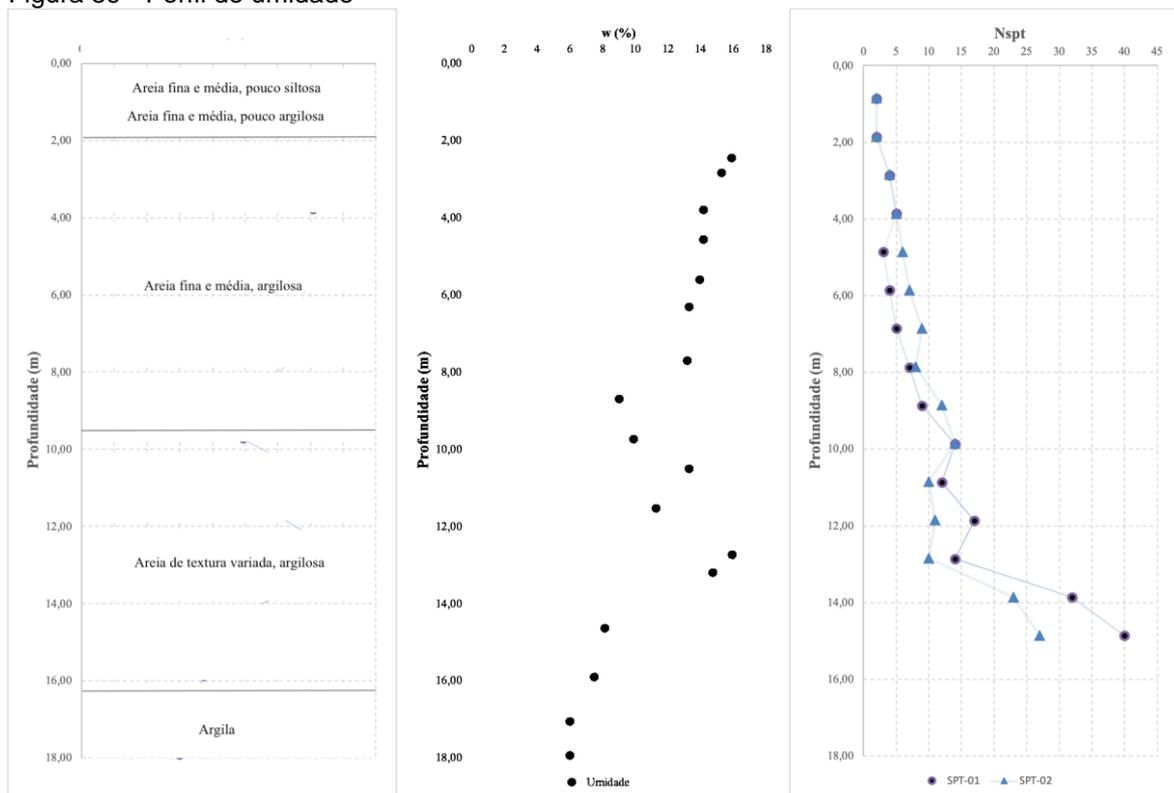
A sondagem deste trabalho condiz com mapas de informações geológico-geotécnicas gerados através de interpolação de sondagens de João Pessoa fornecidos por Soares (2011), em que, na região dos Tabuleiros, os solos não são puramente arenosos e de maior granulometria como na planície, apresentam-se com texturas mais coesivas (alta frequência de amostras com argila arenosa), apresentando camadas superficiais (até 5 m) de compactação fofas ou consistência mole e baixos valores de  $N_{SPT}$ , aumentando a resistência com a profundidade, sem alcançar nível freático.

## 5.2 PERFIL DE UMIDADE

A Figura 59 apresenta o perfil de umidade do solo ( $w$ ) e, ao lado, a sua classificação quanto a textura e o seu  $N_{SPT}$  variando com a profundidade. A coleta das amostras deformadas para a determinação de  $w$  deu-se ocorreu em janeiro/2019, período em que o volume de precipitação é baixo, as temperaturas são elevadas, assim como a taxa de evaporação e insolação.

Determinou-se a umidade pelo método de estufa em laboratório. Observa-se que a umidade é superior nas camadas superficiais (entre 13% e 16% até aproximadamente 8 m) e decresce com a profundidade (atingindo 6%), o que é efeito da baixa precipitação do período. Tais camadas foram umedecidas por discretas precipitações que ocorreram nos dias anteriores, não sendo suficiente pra umedecer camadas mais profundas. Enquanto que, a resistência é baixa nas camadas iniciais (até 4m inferior à 5 golpes) e cresce com a profundidade até atingir 7 e 8 golpes aos 8 m.

Figura 59 - Perfil de umidade



Fonte: A Autora (2022)

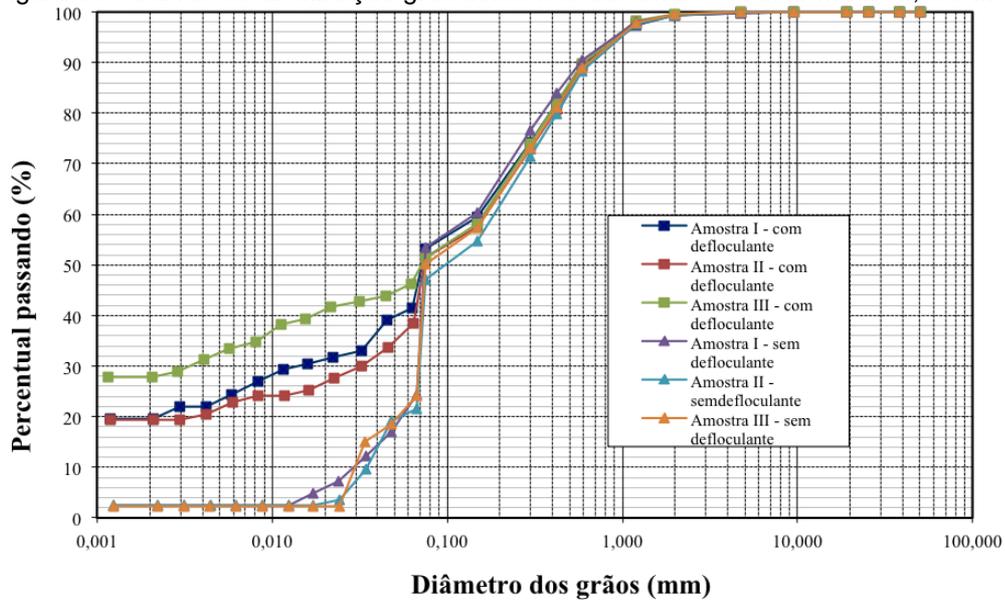
Entre 8 e 12 m a umidade variou entre 9 e 11%, apresentando um decréscimo máximo de aproximadamente 7%. Entre essas profundidades a resistência variou entre 7 e 17 golpes. A umidade cresceu novamente a partir de 12 m, atingindo valores da ordem de 14 e 16% até 14 m de profundidade. Por sua vez o  $N_{SPT}$  variou entre 10 e 17 golpes até 13 m. A partir do gráfico apresentado (Figura 59), percebeu-se que a tendência do valor da umidade era de diminuir ao longo da profundidade, ao contrário do perfil de resistência. Dessa forma, nessa região (entre 12 e 14 m), tendo em vista que não há grandes variações nos valores de  $N_{SPT}$ , o aumento de umidade pode ser atribuído, eventualmente, a algum erro.

Observa-se que a partir de 14 m, quando a umidade atinge os valores mais baixos (entre 6 e 8%), o índice de resistência tem aumento significativo, da ordem de 13 e 18 golpes. Neste trecho (até 16 m) há uma areia argilosa que passa de medianamente compacta a muito compacta, com  $N_{SPT}$  entre 23 e 40 golpes, valores que, além da umidade, sofreram influência do elevado estado de tensões visto a profundidade do solo e, provavelmente, da contribuição da sucção.

### 5.3 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA

A análise granulométrica permitiu a classificação do solo quanto as dimensões de suas partículas. A Figura 60 apresenta as curvas de distribuição granulométrica das amostras deformadas I, II e III, obtidas pelas análises dos ensaios realizados com e sem defloculante. A Tabela 8 apresenta as porcentagens das frações que compõem cada amostra.

Figura 60 - Curvas de distribuição granulométrica das amostras deformadas I, II e III



Fonte: A autora (2022)

Tabela 8 - Composição granulométrica, limites de consistência e densidade real dos grãos

Am.	Prof. (m)	Defloc.	Granulometria						LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS	$\delta$
			Pedra (%)	Areia Grossa (%)	Areia Média (%)	Areia Fina (%)	Silt e (%)	Argila (%)					
I	3,5	Com	0	10	23	26	21	20	33,4	20,5	12,90	CL	2,655
		Sem	0	10	23	45	20	2	7	6		CL	
II	4,5	Com	0	11	25	26	19	19	34,1	20,4	13,69	CL	2,655
		Sem	0	11	27	41	19	2	0	1		SC	
III	5,15	Com	0	10	25	19	18	28	33,5	20,9	12,60	CL	2,659
		Sem	0	10	25	43	20	2	0	0		CL-SC	

Fonte: A autora (2022)

O defloculante tem como objetivo desfazer as agregações entre partículas de solo para que se determine as dimensões das partículas isoladas. Tendo isso em vista, quando se compara as curvas de amostras de mesma profundidade, atenta-se para as curvas das análises com defloculante, as quais possuem maiores frações de argila (em torno de 18 e 26%) e menores frações de areia fina (15 a 24%), o que indica que a argila se apresenta, no estado natural, em grumos.

Observa-se que as porcentagens referentes a fração arenosa de cada amostra ensaiada com defloculante (I-59%, II-62%, III-54%) são superiores às porcentagens de finos (I-41%, II-38%, III-46%). A fração argila (I-20%, II-19%, III-28%) e a fração silte (I-21%, II-19%, III-18%) possuem porcentagens bem semelhantes, entretanto o teor de argila cresce em profundidade. O solo pode ter características diferentes a depender da atividade da argila. As curvas apresentam ampla faixa de distribuição,

evidenciando uma boa graduação do solo. Quanto a descrição granulométrica das amostras, baseado nas porcentagens de cada fração, tem-se areais argilo-siltosas.

Com o intuito de definir a influência da fração argila no comportamento do solo, os índices de Atteberg (LL e LP) foram definidos, a partir dos quais foram obtidos os índices de plasticidade (IP). Segundo Caputo (1996), os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) correspondem a valores de umidade em que o solo apresenta mudança de estado (LP: de semi-sólido para plástico e LL: de plástico para líquido). O índice de plasticidade (IP) fornece um critério para avaliar o caráter argiloso do solo e representa a faixa de valores de umidade em que o solo é plástico (CAPUTO, 1996). A Tabela 8 também apresenta os resultados dos índices de Atterberg (limites de consistência LL e LP), o IP e a densidade real dos grãos.

Os sistemas de classificação baseados na granulometria e limites de Atterberg constituem, segundo Pinto (2006), um primeiro passo para a previsão do comportamento dos solos, orientando o planejamento das investigações para obtenção dos parâmetros mais importantes para cada projeto. Baseado no Sistema Universal de Classificação dos Solos (SUCS), as amostras do presente estudo são classificadas como CL (argila de baixa compressibilidade). Segundo a classificação de Jenkins (CAPUTO, 1996), o solo é medianamente plástico ( $7 < IP < 15$ ) e a fração argila das amostras é considerada inativa (índice de atividade menor que 0,75), indicando a ausência de minerais argílicos expansivos na fração argila.

Observa-se que nas sondagens essas amostras foram denominadas como areia fina e média argilosa, de acordo com a avaliação tátil-visual do solo no seu estado natural. Atenta-se ao fato que, pela granulometria, as areias possuem a maior parcela entre as frações do solo. De acordo com a classificação SUCS é denominado de argila o solo cuja porcentagem que passa na peneira n° 200 (0,075 mm) for maior do que 50%. Para as amostras do presente estudo esse valor resultou muito próximo a 50% (I-53,3%; II-51,40%; III-51,47%). Portanto a classificação será argila arenosa. Os demais parâmetros apresentados neste trabalho completam o entendimento do comportamento do solo.

O valor da densidade real dos grãos varia de acordo com o mineral e a quantidade presente no solo (DAS, 2007). Os resultados da densidade real (I - 2,655; II - 2,655; I - 2,659) sugerem uma predominância do mineral quartzo (2,67). A razão entre o percentual de argila do ensaio sem defloculante para o ensaio com

defloculante (PD: I-10%; II-10%; III-7%) foi menor que 20%, indicando que o solo não é dispersivo.

Observando os dados de caracterização de outros trabalhos realizados em regiões sobre a Formação Barreiras em João Pessoa, apresentados na Tabela 9, percebe-se a predominância de solos arenosos e argilosos. Há diferença quanto à fração pedregulho presente nos demais trabalhos, que nas amostras deste trabalho não foi encontrada. Em uma mesma formação, espera-se que ocorram pequenas variações, no entanto as características básicas se mantêm (PINTO, 2006).

Tabela 9 - Caracterização de solos da Formação Barreiras em João Pessoa-PB

Local	Referência	Prof. (m)	Descrição do solo	Granulometria				Limites	
				Pedregulho	Areia	Silte	Argila	LL (%)	IP (%)
João Pessoa/PB - Bairro Tambauzinho	Presente trabalho	3,50-5,15	Argila arenosa	-	54-62	18-21	19-28	33,4 -	12,6 -
João Pessoa/PB - Bairro dos Estados	Rolim Neto (2019)	2,30-7,50	Areias siltosas	0-20	58-81	3-17	5-31	25,4 - 28	4,28 -
João Pessoa/PB - Bairro Castelo Branco	Bezerra (2018)	0,8-1,0	Areias Siltosas e Argilosas	1 e 23	43 e 80	4 e 9	6 e 33	NL e 27	NP e 5
João Pessoa/PB - Bairro Castelo Branco	SOARES <i>et al.</i> (2017)	-	Areia Argilosa	3	62	-	-	31 e 47	8 e 19

Fonte: Adaptado de Soares *et al.* (2017); Bezerra (2018); Rolim Neto (2019)

#### 5.4 ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO

Como o solo é formado por sedimentos areno-argilosos, mal consolidados com presença de agentes cimentantes como óxidos de ferro, ensaios edométricos duplos foram realizados para avaliar sua compressibilidade e potencial de colapso. Para tanto, os ensaios foram executados em duas amostras “idênticas”, sendo uma na condição natural (EN) e outra inundada (EI). Através da análise das curvas de adensamento dos dois ensaios, pôde-se avaliar a colapsibilidade ou expansividade que ocorre no solo com o incremento no grau de saturação e, conseqüentemente, perda de sucção. Deste ensaio obtêm-se parâmetros fundamentais para análises de

recalque por adensamento, a resposta dada pelo solo a solicitações no tocante a deformações verticais.

Os corpos de prova para os ensaios foram moldados através de anéis cravados estaticamente na amostra indeformada, os quais possuem as seguintes dimensões: 2 cm de altura e 60 cm<sup>2</sup> de área (diâmetro = 8,71 cm). As células edométricas são do tipo anel fixo com medida de deformação através de extensômetros (sensibilidade de 0,01 m). Realiza-se o ensaio mantendo a amostra saturada (condição inundada) e utilizando pedras porosas e papel filtro saturados e dispostos no topo e na base da amostra para acelerar a drenagem, reduzindo o tempo de ensaio.

Os carregamentos acontecem de forma progressiva e obtêm-se a deformação axial resultante em cada estágio de carregamento. Prensas do tipo Bishop com sistema de carregamento através de pesos em pendural foram utilizadas. A sequência de pressões aplicadas foram de 5,0 kPa; 10 kPa; 20 kPa; 40 kPa; 80 kPa; 160 kPa; 320 kPa; 640 kPa e 1280 kPa. Durante os estágios de descarregamento as pressões foram de 640 kPa; 160 kPa e 40 kPa. Para cada estágio, manteve-se a carga para leitura das deformações nos seguintes tempos: 0,1; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 min.

A umidade inicial da amostra tem efeito direto no potencial de colapso, conforme constata Souza Neto (2004). A amostra sendo coletada no período mais seco apresentará o potencial de colapso máximo, pois “quanto menor a umidade, mais rígido torna-se o solo por conta da sucção, e menor será a parcela dos recalques” (SOUZA NETO, 2004). A coleta de amostras neste trabalho ocorreu em fevereiro de 2019, período de transição entre seco e chuvoso, com início de discretas precipitações. A Tabela 10 apresenta as condições iniciais e finais das amostras nos ensaios, no que se refere a umidade, índice de vazios e saturação.

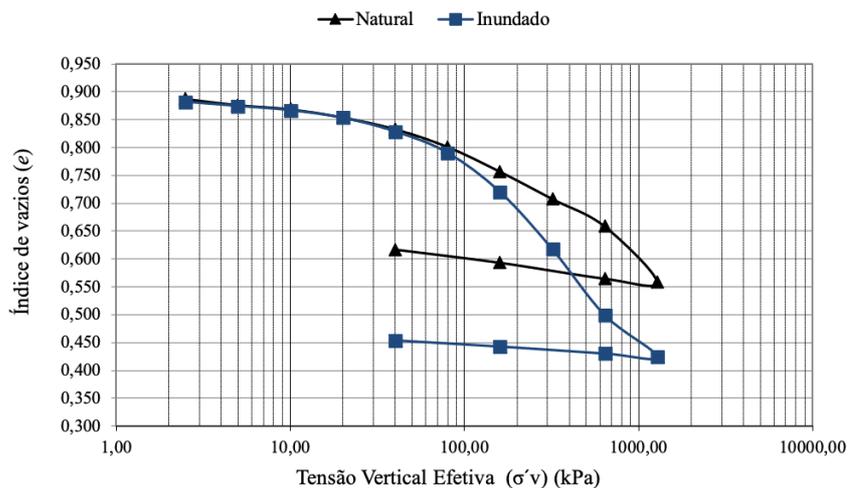
Tabela 10 - Condições iniciais e finais das amostras

Condições De Ensaio								
Prof. (m)	$\delta$	Tipo de Ensaio	Iniciais			Finais		
			W <sub>o</sub> (%)	e <sub>o</sub>	S <sub>o</sub> (%)	W <sub>f</sub> (%)	e <sub>f</sub>	S <sub>f</sub> (%)
3,30-3,60	2,655	EN	15,78	0,887	47,22	13,64	0,617	41,07
		EI	15,47	0,882	46,56	18,59	0,454	100,0

Fonte: A Autora (2022)

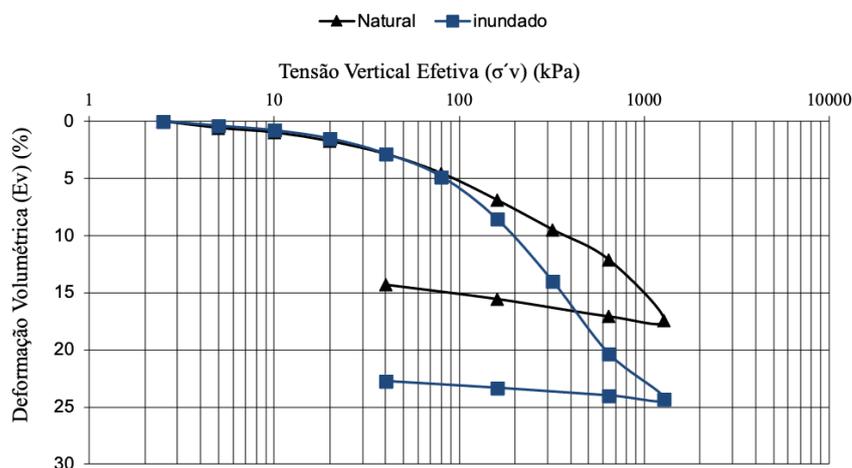
A amostra da condição natural apresenta uma saturação inicial considerável, entretanto, como será visto adiante, a sucção do solo é alta. Essa amostra perdeu 13,6% do valor inicial da umidade durante o ensaio. Os resultados dos ensaios nas duas condições estão apresentados através das curvas da Figura 61 e Figura 62. A curva da Figura 61 relaciona o índice de vazios ( $e$ ) e a tensão vertical em escala logarítmica ( $\log \sigma'_v$ ), e a curva da Figura 62 relaciona a deformação volumétrica específica em escala linear ( $\epsilon_v$ ) com a tensão vertical em escala logarítmica ( $\log \sigma'_v$ ).

Figura 61 - Variação do índice de vazios x tensão vertical efetiva



Fonte: A autora (2022)

Figura 62 - Deformação volumétrica específica x tensão vertical de consolidação



Fonte: A autora (2022)

Observa-se que o comportamento das curvas natural e inundada é semelhante até o estágio de carga de 40 kPa. A partir de então a curva de compressão da amostra previamente inundada fica mais acentuada. Em umidade natural, as partículas de

argila resistem até certo limite ao acréscimo de tensão, quando umedecidas diminuem a coesão e a resistência a deformação, bem como enfraquecem os vínculos cimentantes de óxido de ferro. A curva do ensaio na condição inundada apresenta o trecho de reta virgem bem definido, enquanto na condição natural a curva não o evidenciou com clareza.

Através do método de Pacheco e Silva, determinou-se, nas curvas índice de vazios ( $e$ ) versus tensão vertical ( $\log \sigma'_v$ ), as tensões de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ). Os índices de compressão ( $C_c$ ) e de expansão ( $C_s$ ) também foram determinados e estão expostos na Tabela 11. Na curva da amostra ensaiada na condição natural, o trecho da reta virgem não ficou tão bem determinado, por isso, os dois os últimos estágios de carregamento (640 e 1280 kPa) foram utilizados para determinação do  $C_c$ . Já para a condição inundada, utilizaram-se os estágios de 160 e 1280 kPa. Para determinação de  $C_s$ , os estágios de descarregamento de 160 e 1280 kPa foram utilizados nas curvas das duas condições.

Tabela 11 - Índices de compressão ( $C_c$ ) e de expansão ( $C_s$ )

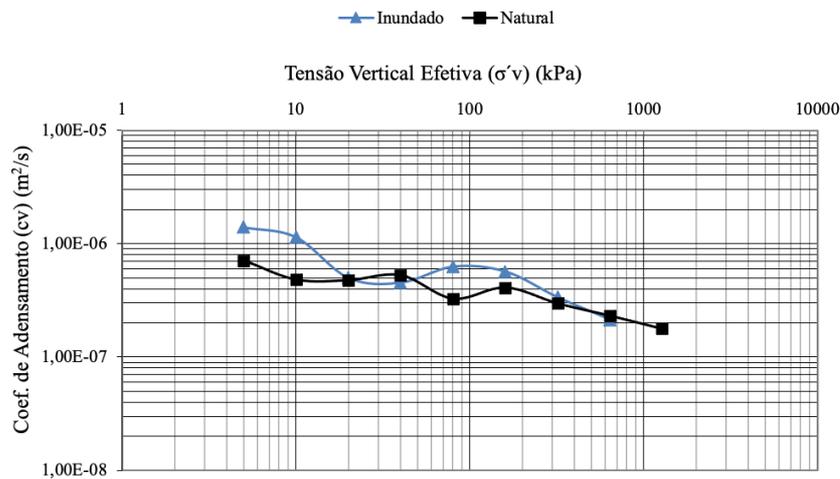
Tipo de ensaio	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	Parâmetros	
		$C_c$	$C_s$
EN	300	0,332	0,038
EI	80	0,327	0,020

Fonte: A autora (2022)

O valor de  $C_c$  para o ensaio natural (EN) foi apenas 0,005 maior que o do ensaio inundado (EI). O valor da tensão de pré-adensamento foi menor para a amostra ensaiada inundada, cuja condição é de menor rigidez.

Determinou-se o coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) para cada estágio de carregamento, obtendo o  $t_{90}$  pelo Método de Taylor. O  $C_v$  reflete as características do solo quanto à permeabilidade, porosidade e compressibilidade e está relacionado à velocidade de adensamento do solo. O resultado é apresentado através do gráfico da Figura 63, para a condição natural e inundada. Verifica-se, numa visão geral para as duas condições de ensaio, que o  $C_v$  diminui com o aumento das tensões, entretanto a variação é pequena. Nesta condição, o  $C_v$  em geral é maior que o do natural, apresentando trechos semelhantes.

Figura 63 - Coeficiente de adensamento vertical



Fonte: A autora (2022)

O potencial de colapso é avaliado segundo critério proposto por Reginatto e Ferrero (1973) através do coeficiente de colapsibilidade (C) a seguir:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (22)$$

Onde:

$\sigma_{vps}$  = tensão de pré-adensamento do solo saturado;

$\sigma_{vpn}$  = tensão de pré-adensamento do solo com umidade de campo;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical geostática.

Os solos são classificados como verdadeiramente colapsíveis quando  $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$  e  $C < 0$ , como condicionados ao colapso quando  $\sigma_{vpn} > \sigma_{v0}$  e  $0 < C < 1$ , e como solos não colapsíveis quando  $\sigma_{vpn} > \sigma_{v0}$  e  $C = 1$ . Como a tensão de pré-adensamento do solo saturado deste trabalho é maior que a do solo com umidade de campo e maior que a tensão vertical geostática, este solo é condicionalmente colapsível.

A diferença entre as deformações dos dois ensaios indica à deformação de colapso que ocorreria caso o solo fosse inundado à determinada tensão, ou seja, evidencia a colapsibilidade em caso de saturação. Esta diferença pode ser observada na Figura 64, com o gráfico da variação das deformações de colapso ( $\epsilon_c$ ) com a tensão vertical ( $\log \sigma'v$ ). Obtêm-se a deformação de colapso através de:

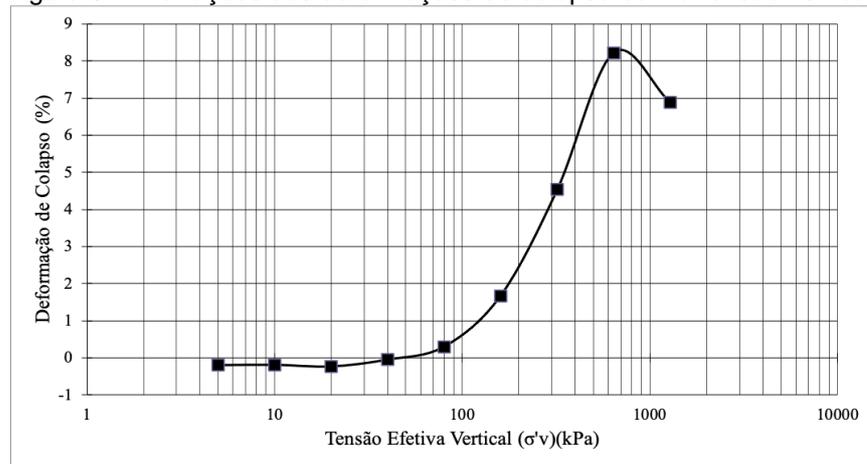
$$\epsilon_c = (\Delta H/H_0) \times 100\% \quad (23)$$

Onde:

$\Delta H$  = é a diferença de altura entre o corpo de prova na umidade natural de campo (EN) e o corpo de prova inundado (EI);

$H_0$  = altura inicial do corpo de prova.

Figura 64 - Variações das deformações de colapso com a tensão vertical.

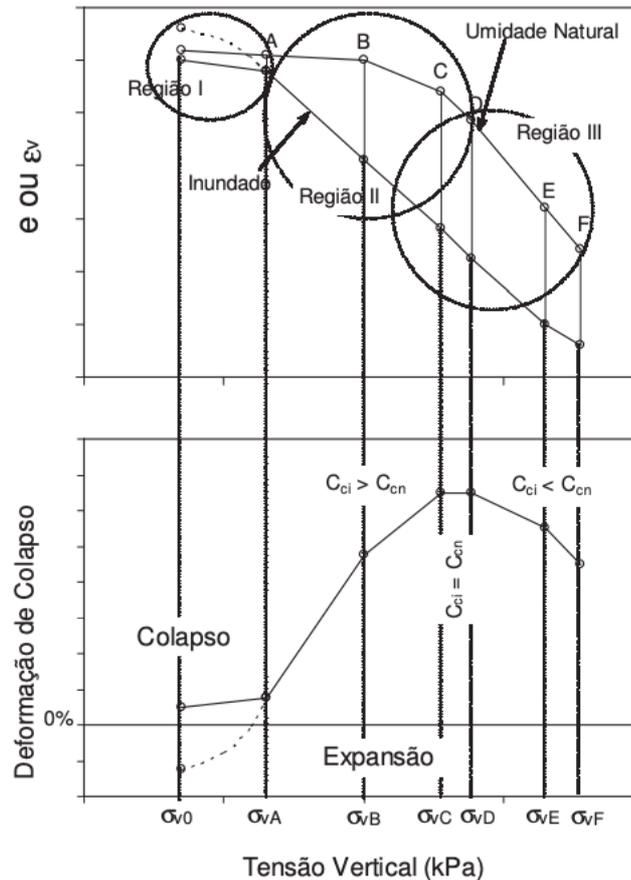


Fonte: A autora (2022)

Observa-se que para os níveis de tensão iniciais, os valores de deformação mantêm-se lineares com pequena expansão até por volta de 40 kPa. A partir de então crescem até atingir valor máximo de 8,24% para a tensão de 640 kPa, em seguida começam a reduzir. Souza Neto (2004) constata que solos colapsíveis em compressão edométrica ou isotrópica apresentam pico na curva de deformação específica de colapso *versus* tensão vertical, que será destacado ou não, caso a máxima tensão de inundação ocorra na Região III da curva de compressão – região indicada a seguir.

O ensaio aqui apresentado ocorreu de forma semelhante à idealização de ensaio edométrico duplo em solo não saturado colapsível com alta sucção inicial da amostra natural (elevada rigidez) demonstrada por Souza Neto (2004), que se baseou na divisão em regiões da curva de compressão por Futai (1997). O comportamento idealizado do ensaio encontra-se na Figura 65, com representação do índice de vazios e a deformação específica de colapso variando com a tensão.

Figura 65 – Comportamento idealizado do ensaio



Fonte: Souza Neto (2004)

Segundo Souza Neto (2004), com o nível de tensão na Região I (trecho 0-A) ocorrem pequenos colapsos ou pequena expansão elástica. Com a tensão do ensaio na Região II (trecho A-B-C), as curvas divergirão e o  $C_c$  da condição natural é menor que o da condição inundada ( $C_{cn} < C_{ci}$ ). Neste trecho a deformação de colapso aumenta com o aumento da tensão vertical. Conforme a tensão aumenta em direção à Região III (trecho C-D), há uma região de transição em que as curvas (natural e inundada) ficam paralelas ( $C_{cn} = C_{ci}$ ); neste trecho há o pico da deformação de colapso. Progredindo com o aumento da tensão, chega-se à Região III (trecho D-E-F), na qual as curvas orientam-se para convergir, o  $C_c$  da condição natural é maior que o da inundada e a deformação específica de colapso tende a diminuir com o aumento da tensão.

Em vista do que foi apresentado de resultado do ensaio e do modelo, podemos ressaltar que o ensaio na condição natural apresentou índice de compressão ligeiramente maior que o da condição inundada. A curva saiu do trecho CD pós pico

( $C_{Cn} = C_{Ci}$ ), onde o nível de tensão alcançou a Região III e as deformações de colapso passaram a diminuir com o aumento da tensão ( $C_{Cn} > C_{Ci}$ ).

A amostra ensaiada foi retirada de bloco indeformado coletado a uma profundidade de 3,30-3,60 em camada de compactação fofa. Conforme descrito na sondagem, o perfil do solo, com a profundidade, torna-se mais rígido (aumento da compactação/consistência das camadas), perde umidade e aumenta a resistência, presume-se a diminuição do potencial de colapso resultante da melhoria das qualidades mecânicas. O colapso ocorre devido à redução na capacidade de carga com o umedecimento; a capacidade de carga relaciona-se à resistência do solo, com isso entende-se que o colapso também estará relacionado à sua resistência, conforme constata Souza Neto (2004).

## 5.5 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Realizou-se o ensaio de cisalhamento direto convencional em condições de umidade natural e inundada para analisar o efeito da perda de sucção no solo. Os corpos de prova foram moldados a partir do bloco indeformado, em caixas de cisalhamento com seção transversal quadrada de 4" (10,16 cm) de lado e 4 cm de altura. Utilizou-se uma prensa de cisalhamento com sistema de carregamento através de pesos em pendural, sendo aplicados quatro níveis de tensões confinantes (25, 100, 200 e 300 kPa) em estágio único para cada uma, com tempo de estabilização de 60 minutos.

Com as deformações estabilizadas, realizou-se o cisalhamento com velocidade de ensaio de 0,025 mm/min. Mediu-se a força horizontal através de anel rígido e os deslocamentos através de extensômetro com sensibilidade de 0,001mm. Para a condição inundada, os corpos de prova passaram por inundação prévia por 24 horas. A Tabela 12 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova ensaiados para os ensaios nas condições natural (EN) e inundada (EI).

Tabela 12 - Condições iniciais dos corpos de prova ensaiados

Profundidade	Tipo De Ensaio	$\sigma_n$ (kPa)	$w_o$ (%)	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_o$	Continua
						$S_o$ (%)
3,30-3,60	EN	25	15,85	1,59	0,929	45,28
		100	15,67	1,61	0,908	46,33
		200	15,84	1,64	0,876	48,03
		300	15,99	1,65	0,869	48,42

Fonte: A autora (2022)

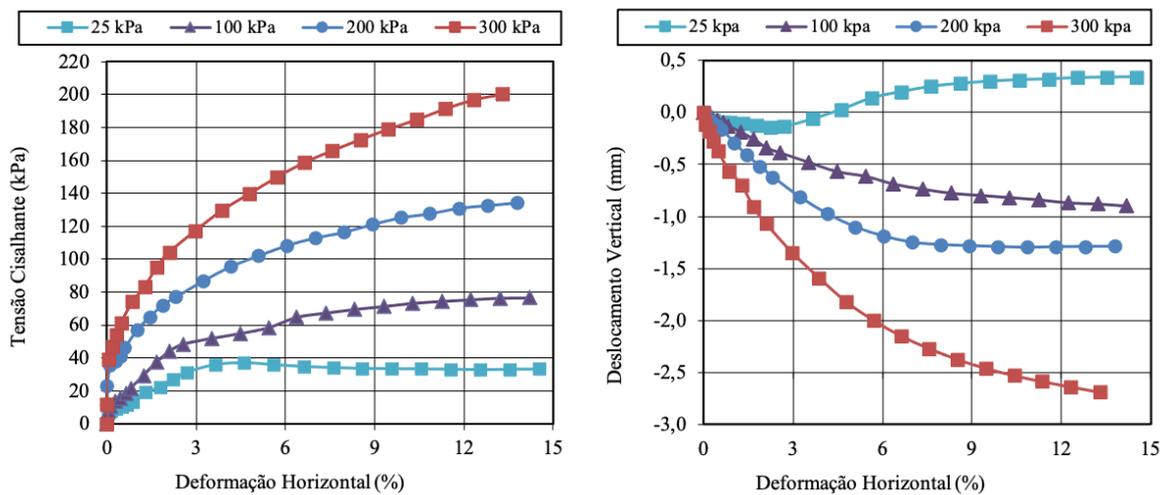
Tabela 12 - Condições iniciais dos corpos de prova ensaiados

Profundidade	Tipo De Ensaio	Conclusão				
		$\sigma_n$ (kPa)	$w_o$ (%)	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_o$	$S_o$ (%)
3,30-3,60	EI	25	16,68	1,64	0,872	48,17
		100	15,59	1,63	0,884	47,53
		200	15,36	1,63	0,883	47,60
		300	15,66	1,64	0,874	48,06

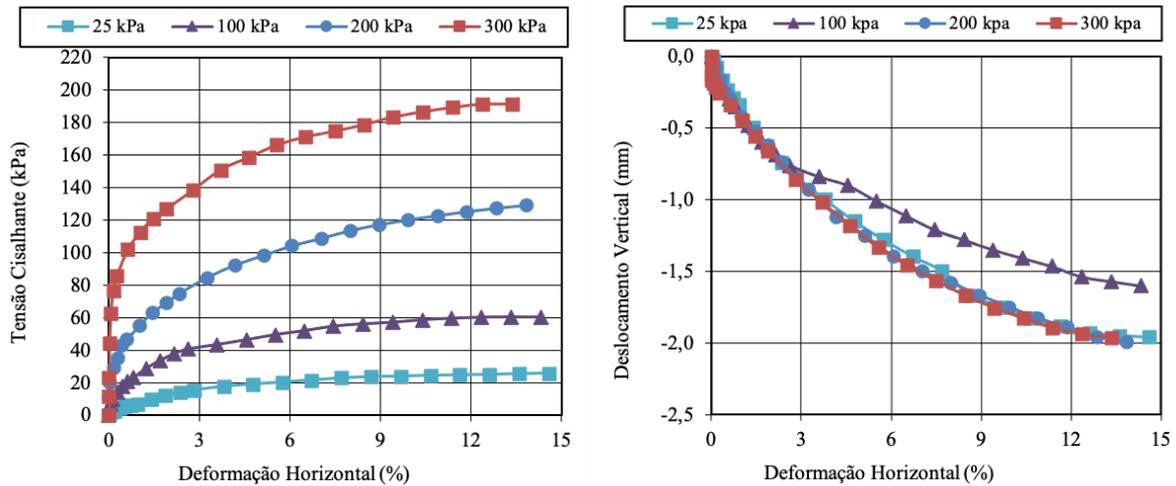
Fonte: A autora (2022)

Na Figura 66 e Figura 67 apresentam-se os resultados dos ensaios através das curvas tensão cisalhante *versus* deformação específica horizontal ( $\tau \times \epsilon$ ) e deslocamento vertical *versus* deformação específica horizontal ( $\Delta v \times \epsilon$ ) nas condições natural e inundada, respectivamente.

Figura 66 - Resultado dos ensaios de cisalhamento direto-condição natural a)  $\tau \times \epsilon$  b)  $\Delta v \times \epsilon$



Fonte: A autora (2022)

Figura 67 - Resultado dos ensaios de cisalhamento direto-condição inundada a)  $\tau \times \epsilon$  b)  $\Delta v \times \epsilon$ 

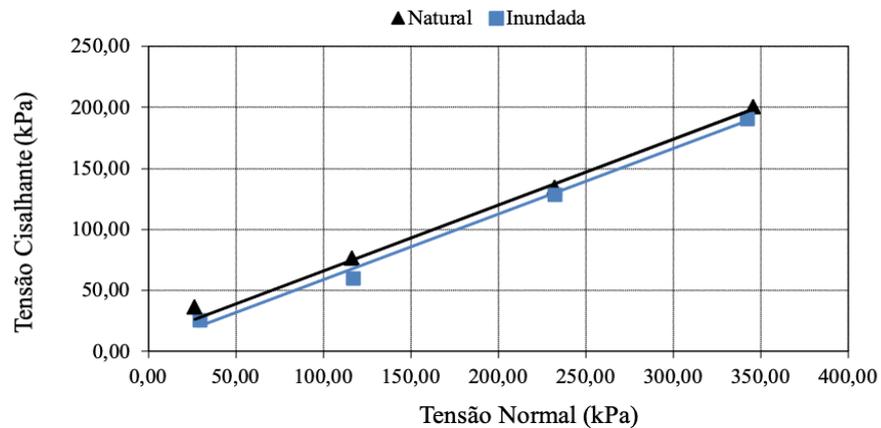
Fonte: A autora (2022)

Observa-se que para a tensão de 25 kPa na condição natural, há uma ligeira redução do volume da amostra, seguida por dilatação, acompanhada de um comedido comportamento de pico na curva  $\tau \times \epsilon$ . O aumento no volume ocorre devido ao entrosamento entre as partículas, que segundo Pinto (2006), atuam como empecilho na trajetória de outros grãos, necessitando dilatar para vencê-los. Este comportamento corresponde ao de um solo compactado ou pré-adensado quando ensaiado para tensão menor que sua tensão de pré-adensamento. Para as tensões superiores, de 100, 200 e 300 kPa, há uma mobilização crescente da tensão cisalhante com a deformação horizontal, evidenciando comportamento plástico com endurecimento. Os corpos de prova submetidos a estas tensões reduzem o volume. Este comportamento corresponde a solos normalmente adensados ou fofos.

No ensaio inundado, para todos os níveis de tensão normal, as curvas apresentam acréscimo de tensão cisalhante com a deformação e redução do volume dos corpos de prova. O corpo de prova sob tensão de 100 kPa apresenta uma menor redução no volume que os demais. No geral, as curvas apresentam comportamento de enrijecimento progressivo (plástico com endurecimento), no qual as tensões são crescentes com a deformação, e as amostras comprimem, com redução de volume mais acentuada para a condição inundada.

As envoltórias referentes aos valores máximos de resistência do solo estão apresentadas Figura 68.

Figura 68 - Envoltórias de resistências máximas na condição natural e inundada



Fonte: A autora (2022)

A Tabela 13 apresenta os parâmetros de resistência do solo de acordo com os dados obtidos na envoltória de resistência máxima.

Tabela 13 - Parâmetros de resistência do solo

Ensaio de Cisalhamento - Parâmetros		
<b>Natural</b>	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
	32,7°	14,35
<b>Inundado</b>	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
	32,6°	5,7

Fonte: A autora (2022)

Observa-se que na condição de ensaio inundado há uma redução do intercepto de coesão ( $c'$ ), já o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) mantém-se praticamente o mesmo. A resistência ao cisalhamento em solos não saturados aumenta com o aumento da sucção (redução da saturação), como observado quando a envoltória da amostra inundada é comparada com a da amostra natural para uma mesma tensão normal. As amostras na condição natural apresentavam saturação inicial considerável; para uma amostra coletada no período seco, essa diferença na envoltória e coesão seria ainda mais acentuada.

A Tabela 14 apresenta valores comparativos de  $c'$  e  $\phi'$  em solos de João Pessoa, que apresentam em geral caráter arenoso com valores de coesão baixos na condição natural, reduzindo com a perda na sucção.

Tabela 14 – Valores de  $c'$  e  $\phi'$  em solos de João Pessoa

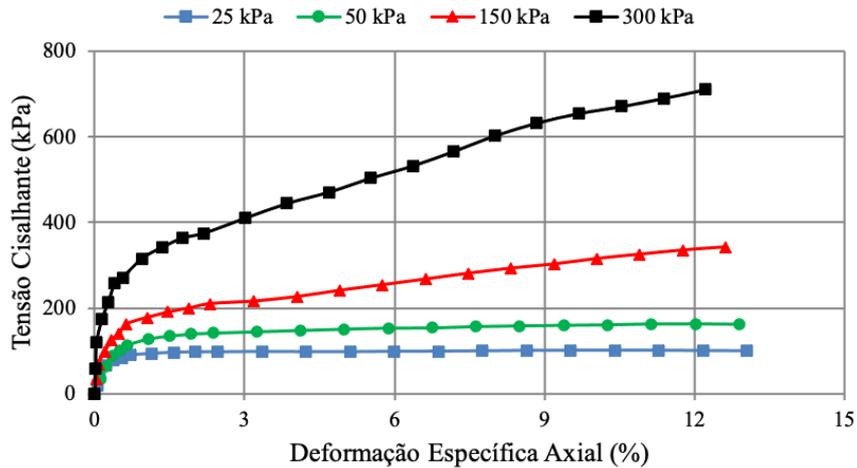
Local	Referência	Tipo De Ensaio	Descrição Do Solo	Condição	$\phi'$	$c'$
João Pessoa/PB Bairro Tambauzinho	Presente trabalho	Cisalhamento Direto	Argila arenosa	Natural	32,7	14
				Inundado	32,6	5,7
João Pessoa/PB Bairro dos Estados	Rolim Neto (2019)	Cisalhamento Direto	Areia siltosa	Natural	30-32	9-14
				Inundado	27-33	0
João Pessoa/PB Bairro Castelo Branco	Bezerra (2018)	Cisalhamento Direto	Areias Siltosas e Argilosas	Natural	31-36	4,3-22
				Inundado	31-36	0-3,4
João Pessoa/PB Bairro Castelo Branco	Soares <i>et al.</i> (2017)	-	Areia argilosa	Natural	39	9
				Inundado	-	-

Fonte: Soares *et al.* (2017); Bezerra (2018); Rolim Neto (2019)

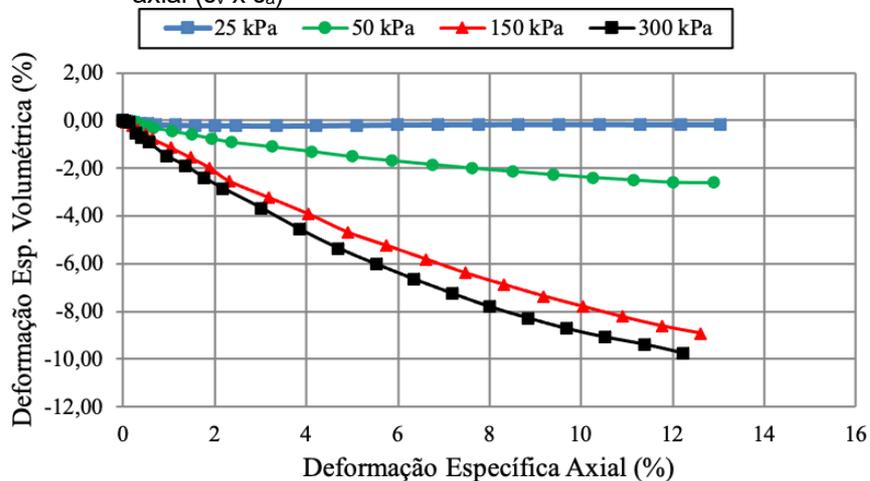
## 5.6 ENSAIO TRIAXIAL (CID)

Ensaios de Compressão Triaxial com consolidação isotrópica e etapa de cisalhamento drenado (CID) foram realizados em corpos de prova sob tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa. Os corpos de prova cilíndricos foram moldados a partir do bloco indeformado com altura de 11,30 cm e diâmetro de 5 cm. Durante o ensaio, a tensão desviadora, as deformações axiais e as variações volumétricas e foram monitoradas. Adotou-se uma velocidade de cisalhamento de 0,035 mm/min, a partir da proposta de Head (1986).

Na Figura 69 e Figura 70 apresentam-se os resultados do ensaio na forma de curvas que relacionam a tensão cisalhante com a deformação específica axial ( $\tau \times \epsilon_a$ ) e a deformação específica volumétrica com a deformação específica axial ( $\epsilon_v \times \epsilon_a$ ), respectivamente.

Figura 69 - Tensão Cisalhante *versus* Deformação Axial ( $\tau \times \epsilon_a$ )

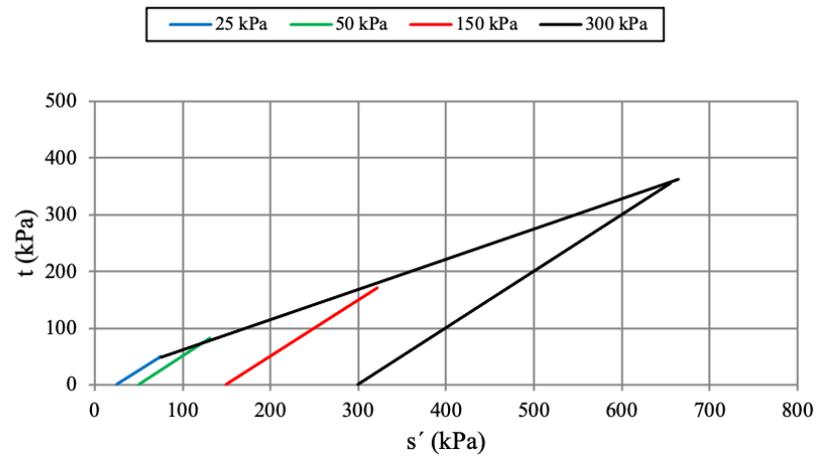
Fonte: A Autora (2022)

Figura 70 - Deformação específica volumétrica *versus* deformação específica axial ( $\epsilon_v \times \epsilon_a$ )

Fonte: A Autora (2022).

As curvas  $\tau \times \epsilon$  de 25 e 50 kPa apresentam comportamento plástico, em que a tensão cisalhante é crescente até atingir um patamar a certa deformação. Já nas curvas de 150 e 300 kPa o comportamento é plástico com endurecimento, em que as tensões cisalhantes permanecem crescentes com a deformação. Para todos os níveis de tensão, os corpos de prova apresentam redução de volume. A Figura 71 apresenta a trajetória de tensões com ajuste linear da envoltória de resistência máximas.

Figura 71 – Trajetória de tensões.



Fonte: A Autora (2022)

A partir desta envoltória obtêm-se os parâmetros apresentados na Tabela 15.

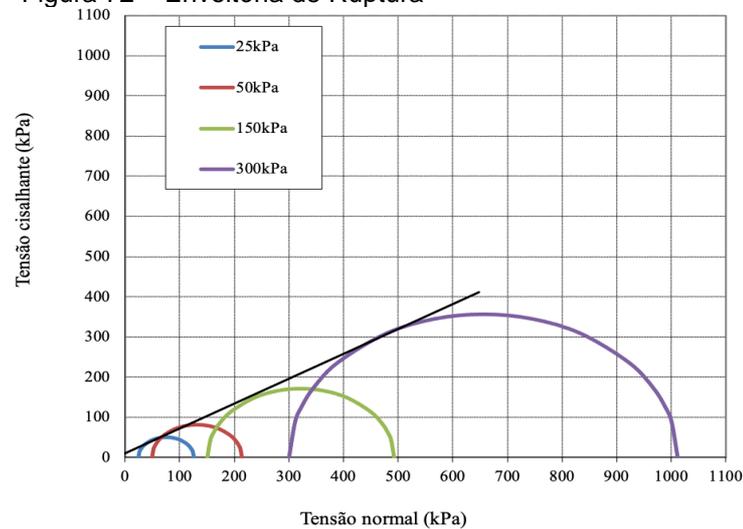
Tabela 15 – Parâmetros de resistência

Ensaio Triaxial CID		
Parâmetros de Resistência	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
	32°	10,14

Fonte: A Autora (2022).

A tensão máxima de cisalhamento corresponde a um plano que não coincide com o plano de ruptura, exceto em condições não drenada em tensões totais. Na Figura 72, a envoltória de ruptura segundo critério de Mohr-Coulomb é apresentada.

Figura 72 – Envoltória de Ruptura



Fonte: A Autora (2022)

No ensaio triaxial não há imposição de um plano de ruptura como é imposto no ensaio de cisalhamento direto. Os parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto e triaxial foram semelhantes, com exceção da coesão que apresentou variação.

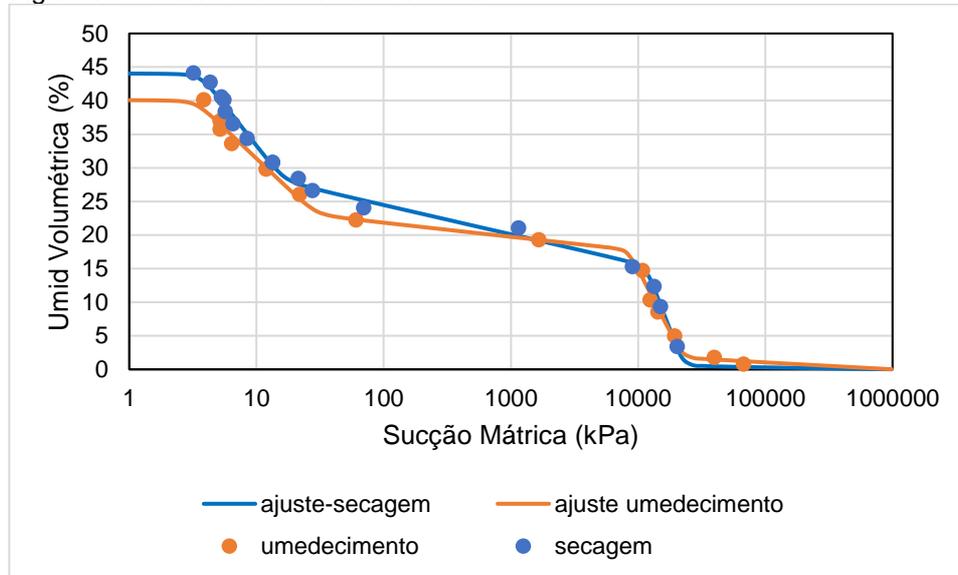
## 5.7 CURVA CARACTERÍSTICA

A umidade por si só não capta a variação da sucção, pois pequenas variações de umidade geram grandes variações de sucção (MARINHO, 2020). Portanto, obteve-se as curvas características do bloco indeformado para trajetória de secagem e umedecimento através da técnica do papel filtro. Cada ponto da curva corresponde a um corpo de prova moldado em anéis metálicos de 2,0 cm de altura e 6,0 cm de diâmetro, a partir das amostras indeformadas. Obteve-se a umidade volumétrica a partir da umidade gravimétrica por não haver mudanças significantes no volume das amostras.

As curvas características foram ajustadas utilizando o modelo proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004). As equações desse modelo permitem ajustar curvas características unimodais e bimodais. As equações são baseadas na equação da hipérbole, desse modo os parâmetros da equação correspondem às coordenadas onde as hipérbolas assíntotas se encontram. Esse modelo foi adotado porque as curvas características desse estudo apresentaram formato bimodal.

A Figura 73 apresenta a Curva Característica para a sucção matricial, com as trajetórias de secagem e umedecimento. A umidade é expressa em escala linear na forma de umidade volumétrica e a sucção representada na escala logarítmica na forma de sucção matricial.

Figura 73 – Curva característica do solo



Fonte: A Autora (2022)

Para determinado valor de umidade, a trajetória de secagem apresenta sucção ligeiramente maior que a curva de umedecimento. A histerese, diferença entre as trajetórias, não é significativa, mas cresce com a saturação. As curvas apresentam comportamento bimodal (formato tipo “sela”) que está relacionado à estrutura e distribuição do tamanho dos poros do solo. O solo possui um patamar intermediário entre as zonas de dessaturação, onde a sucção aumenta e a umidade não varia, que evidencia a predominância de dois grupos de dimensões de poros. O formato e a suavidade da curva evidenciam um comportamento típico de solos tropicais e argilo-arenosos, respectivamente.

Segundo Li, Li e Zhang (2014), as curvas bimodais estão associadas a solos com dupla porosidade. Desse modo, estas possuem dois pontos de entrada de ar e dois pontos de umidade residual distintos, resultando em quatro pontos de inflexão. O valor de entrada secundária de ar corresponde ao valor de sucção para qual o ar começa a entrar nos poros pequenos, a umidade residual primária diz respeito à umidade residual para a primeira parte da curva. Em resumo, no modelo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) são necessários oito parâmetros para representar uma curva característica bimodal:  $\Psi_{b1}$ ,  $\Psi_{res1}$ ,  $S_{res1}$ ,  $\Psi_{b2}$ ,  $S_b$ ,  $\Psi_{res2}$ ,  $S_{res2}$  e  $a$  usado para definir a nitidez das transições nos pontos de curva. Para maiores detalhes recomenda-se a consulta do artigo completo.

O método do papel filtro mostrou-se capaz de determinar a curva característica, entretanto para valores muito baixos e muito altos de sucção convém realizar ensaios de placa de sucção, pois nestes trechos o papel filtro não determina com segurança.

## 6 RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA E ESTIMATIVAS DE RECALQUE

Neste capítulo são apresentados e analisados os dados das provas de carga estática executadas nas estacas para avaliação do desempenho.

### 6.1 PROVA DE CARGA ESTÁTICA I – ESTACA E5P4

Os resultados da PCE I na estaca E5P4, com registros dos recalques imediatos e após estabilização em cada estágio de carregamento, bem como de descarregamento, encontram-se na Tabela 16. Este ensaio não atingiu a carga máxima programada (3491 kN), como detalhado anteriormente na metodologia.

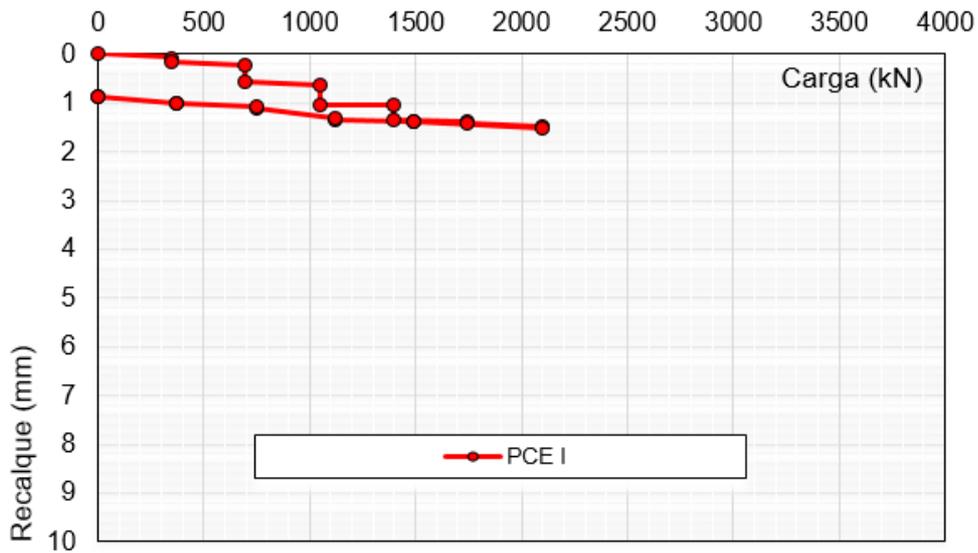
Tabela 16 - PCE I (E5P4): Resultado do ensaio

Carregamento				Descarregamento	
Estágio	Carga (kN)	Recalque (mm)	Recalque / $\phi$ (%)	Carga (kN)	Recalque (mm)
1°	349	0,07 0,17	0,024%	1122,76	1,33 1,32
2°	698	0,22 0,57	0,08%	748,54	1,11 1,08
3°	1047	0,62 1,04	0,148%	374,22	1,01 1,01
4°	1396	1,04 1,35	0,193%	0,0	0,88 0,87
5°	1746	1,39 1,41	0,2%		
6°	2095	1,49 1,51	0,216%		
7°	1491	1,37 1,37	0,197%		
8°	-	-			
9°	-	-			
10°	-	-			

Fonte: Adaptado Coneresolo (2019)

A Figura 74 traz o produto principal do ensaio, a curva carga x recalque gerada com os dados da Tabela 16.

Figura 74 - PCE I (E5P4): Curva Carga x Recalque



Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

A carga máxima aplicada no ensaio foi de 2095 kN (6° estágio), ultrapassando em 20% a carga de trabalho da estaca. A Tabela 17 apresenta o resumo da PCE I.

Tabela 17 - PCE I (E5P4): Resumo do Ensaio

Dado	Valor
Carga Máxima	2095 kN
Recalque Total	1,51 mm
Recalque na Carga Admissível	1,41 mm
Recalque Permanente	0,87 mm
Recalque Elástico	0,64 mm

Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

O recalque total chegou a 1,51 mm, sendo 1,41 mm na carga de trabalho admissível. Após o descarregamento, apresentou 0,64 mm de recalque elástico, resultando em 0,87 mm de recalque permanente. Neste ensaio, a estaca apresentou pequenos deslocamentos, muito inferior ao critério de ruptura convencional (10% do diâmetro), com curvatura ainda não definida para o estágio de carregamento em que foi encerrado.

As barras tracionadas ancoradas nas estacas de reação tiveram seus deslocamentos monitorados estágio por estágio. A Tabela 18 contém os deslocamentos finais em cada estaca. Algumas discrepâncias observadas devem-se a descentralizações na aplicação da carga ou a falhas no sistema de medição durante

o último estágio. A magnitude dos deslocamentos observados sugere que se referem aos deslocamentos do trecho livre do aço dos tirantes.

Tabela 18 – PCE I: Deslocamento das estacas de reação

Estaca de Reação	Deslocamento (mm)
E1	9,0
E2	8,0
E3	11,5
E4	16,0
E5	21,5
E6	73,0

Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

## 6.2 PROVA DE CARGA ESTÁTICA II – ESTACA E5P1

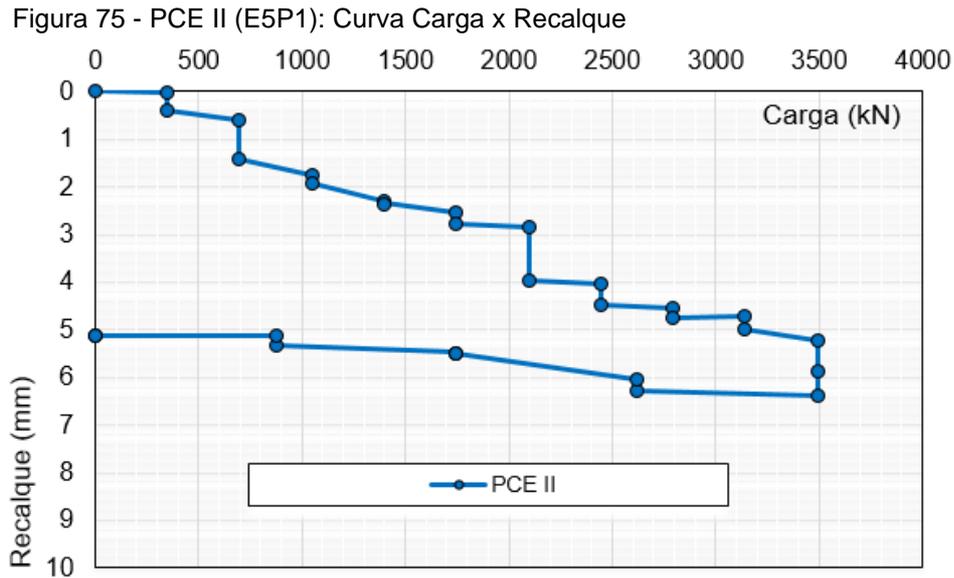
Na PCE II (estaca E5P1), executada com as placas do sistema de reação reforçadas, o carregamento máximo do ensaio atingiu a carga programada (3491 kN). A Tabela 19 apresenta os resultados da PCE II, com os recalques iniciais e após estabilização de cada estágio de carregamento, bem como de descarregamento.

Tabela 19 - PCE II (E5P1): Resultado do Ensaio

Estágio	Carregamento			Descarregamento	
	Carga (kN)	Recalque (mm)	Recalque / $\phi$ (%)	Carga (kN)	Recalque (mm)
1°	349	0,02	0,059%	2618	6,29
		0,41			6,04
2°	698	0,59	0,204%	1746	5,50
		1,43			5,48
3°	1047	1,75	0,28%	873	5,32
		1,94			5,12
4°	1396	2,30	0,34%	0,0	5,11
		2,35			5,11
5°	1746	2,55	0,4%		
		2,77			
6°	2095	2,84	0,57%		
		3,98			
7°	2444	4,04	0,64%		
		4,48			
8°	2793	4,55	0,68%		
		4,74			
9°	3142	4,71	0,71%		
		4,98			
10°	3491	5,21	0,91%		
		6,38			

Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

A Figura 75 traz a o produto principal do ensaio, a curva carga x recalque gerada com os dados da Tabela 19.



Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

Quanto ao desempenho da estaca, os requisitos da NBR 6122 foram atendidos, pois a carga máxima atingida garante um fator de segurança maior que dois. Na carga de trabalho definida em projeto (1746 kN) o recalque foi de 2,77 mm (0,39% do diâmetro) e o deslocamento total da estaca foi de 6,38 mm, valor correspondente a 0,91% do diâmetro. O recalque elástico após o descarregamento foi de 1,27 mm, aproximadamente 20% do total.

Tabela 20 – PCE II (E5P1): Resumo do Ensaio

Dado	Valor
Carga Máxima	356,0 tf
Recalque Total	6,38 mm
Recalque na Carga Admissível	2,77 mm
Recalque Permanente	5,11 mm
Recalque Elástico	1,27 mm

Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

Os deslocamentos monitorados nas estacas de reação estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – PCE II: Deslocamento das estacas de reação

<b>Estaca de Reação</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
E1	40,0
E2	10,0
E3	23,5
E4	20,0
E5	28,0
E6	19,0

Fonte: Adaptado Coneresolo (2019)

### 6.3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA III – ESTACA E5P18

A PCE III (E5P18) também ocorreu segundo programado – 10 estágios de carregamento, alcançando a carga máxima (3491 kN). A Tabela 22 apresenta os resultados da PCE III, com os recalques iniciais e finais de cada estágio de carregamento, bem como as etapas de descarregamento.

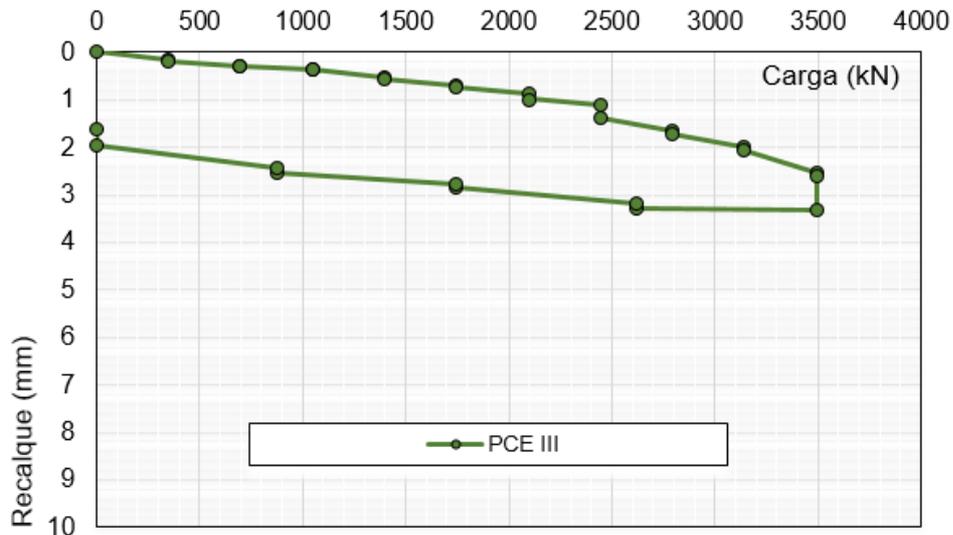
Tabela 22 - PCE III (E5P18): Resultados do Ensaio

<b>Carregamento</b>				<b>Descarregamento</b>	
<b>Estágio</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>Recalque/ <math>\phi</math> (%)</b>	<b>Carga (kN)</b>	<b>Recalque (mm)</b>
1°	349	0,16 0,18	0,026%	2618	3,29 3,19
2°	698	0,28 0,29	0,041%	1746	2,85 2,78
3°	1047	0,35 0,37	0,052%	873	2,55 2,44
4°	1396	0,53 0,55	0,08%	0,0	1,96 1,62
5°	1746	0,71 0,72	0,1%		
6°	2095	0,86 0,99	0,14%		
7°	2444	1,12 1,38	0,19%		
8°	2793	1,66 1,71	0,24%		
9°	3142	2,00 2,05	0,29%		
10°	3491	2,55 3,33	0,48%		

Fonte: Adaptado Coneresolo (2019)

A Figura 76 traz o desempenho relatado graficamente através da curva carga x recalque.

Figura 76 - PCE III (E5P18): Curva Carga x Recalque



Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

O recalque total foi de 3,33 mm (0,47% do diâmetro), sendo apenas 0,72 mm (0,1% do diâmetro) na carga de trabalho definida em projeto. O recalque elástico foi de 1,71 mm, 51% do total. Os recalques da estaca E5P18 foram ainda mais baixos para os mesmos estágios de carga. A Tabela 23 apresenta o resumo dos recalques da PCE III.

Tabela 23 - PCE III (E5P18): Resumo do Ensaio

Dado	Valor
Carga Máxima	356,0 tf
Recalque Total	3,33 mm
Recalque na Carga Admissível	0,72 mm
Recalque Permanente	1,62 mm
Recalque Elástico	1,71 mm

Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

Na Tabela 24 encontra-se os deslocamentos das estacas de reação na carga máxima de ensaio.

Tabela 24 – PCE III: Deslocamento das estacas de reação

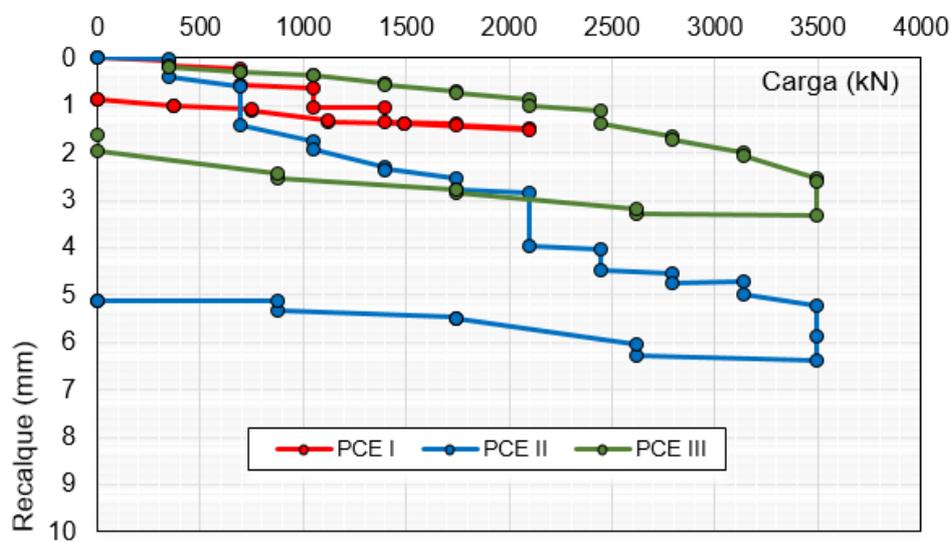
Estaca de Reação	Deslocamento (mm)
E1	19,0
E2	18,0
E3	11,0
E4	16,0
E5	11,0
E6	18,0

Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

## 6.4 INTERPRETAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga, executadas em estacas permanentes da fundação, não foram levadas até a ruptura, mas até duas vezes a carga de trabalho como definido em norma, sendo satisfatório para avaliação do desempenho da estaca na faixa de carregamento que estará submetida. Na Figura 77 apresentam-se as curvas carga-recalque das três provas de carga.

Figura 77 - Curva Carga x Recalque



Fonte: Adaptado Concesolo (2019)

As provas de carga II e III atingiram a carga máxima programada e apresentaram deslocamentos de apenas 6,38 mm e 3,33 mm, 0,91% e 0,48% do diâmetro, respectivamente. Diversos pesquisadores ressaltam que a máxima mobilização de atrito lateral ocorre para pequenos recalques: entre 5 e 8 mm (CINTRA e AOKI, 2010) ou cerca de 10 mm (DANZIGER E LOPES). Para estacas escavadas, a máxima mobilização da ponta só ocorreria para valores em torno de 30%.

A estacas E5P18 e EP18, projetadas para terem as mesmas dimensões (18 metros de comprimento e 70 cm de diâmetro), a EP18 ao final da execução resultou em 4,36 metros mais longa, totalizando 21,16 metros de comprimento; já a E5P1 ficou com 16, 80 m. Pode haver ainda diferenças quanto ao solo, apesar de o perfil da área ser bem semelhante.

Dito isso, acredita-se que a E5P1 esteja com a mobilização do atrito lateral mais próximo ao limite máximo oferecido pelo sistema fuste/solo que a E5P18. A

instrumentação da prova de carga seria importante para este entendimento. Em relação à carga de ponta, possivelmente estaria no início da sua mobilização.

As curvas encontram-se no trecho inicial e não apresentam tendência de inflexão para maiores deslocamentos. Torna-se muito difícil a determinação da carga última quando a prova de carga é interrompida prematuramente.

Terzaghi (1942) considera que a ruptura da estaca ocorre para recalques da ordem de 10% do diâmetro, trata-se de uma convenção (ruptura convencional). Como as estacas possuem diâmetro de 700 mm, seria necessário um recalque de 70 mm, segundo este critério.

Cintra e Aoki (2010) indicam aumentar a carga máxima aplicada no ensaio para aproximar-se ou evidenciar a ruptura, o que minimizaria ou dispensaria a extrapolação da curva. Em ensaios que não se carrega até a ruptura, pode-se utilizar métodos de extrapolação para obtenção da carga de ruptura.

Empregou-se os métodos de Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976), Chin (1976) e Décourt (1996) para extrapolação das curvas das provas de carga e verificação das cargas de ruptura; para isso utilizou-se a planilha de Schiavon (2013). Os dados dos ajustes estão apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Resultados da Extrapolação das provas de carga

<b>Método / Parâmetro</b>	Continua		
	<b>E5P1</b>	<b>E5P18</b>	
Carga de ruptura (kN)	12918	5062	
a	-0,06026	-0,71808	
Décourt (1996)	b	778,452	3634,722
Nº de pontos considerados	3	6	
R <sup>2</sup>	0,25226	0,96144	
Chin (1970)	Carga de ruptura (kN)	8938	4932
a	0,00011	0,00020	
b	0,00110	0,00027	
Nº de pontos considerados	3	6	

Fonte: A Autora (2022)

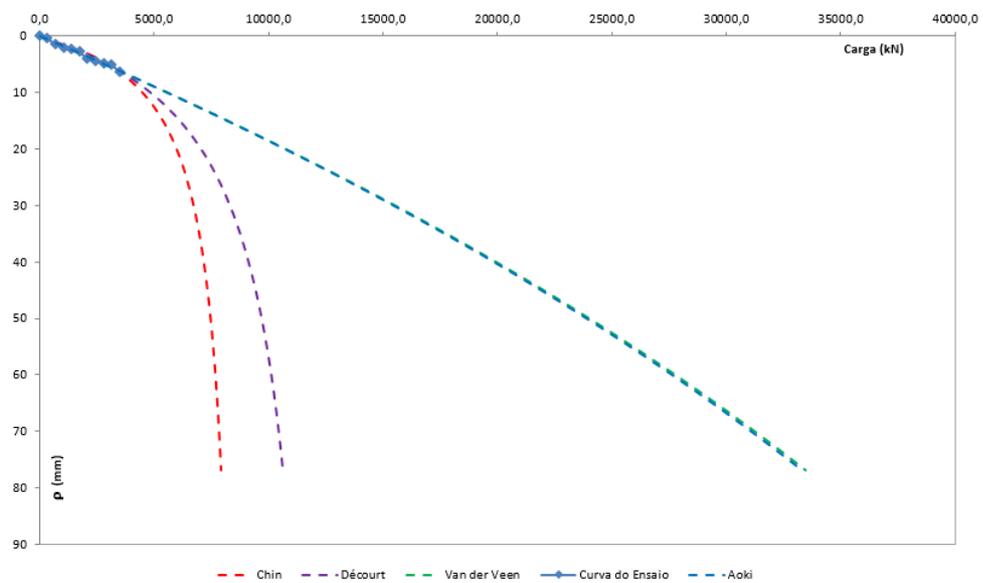
Tabela 25 – Resultados da extrapolação das provas de carga

Método / Parâmetro		Conclusão	
		E5P1	E5P18
Chin (1970)	$R^2$	0,66628	0,99227
Van der Veen (1953)	Carga de ruptura (kN)	726925	3720
	$\alpha$	0,00801	0,84269
	$R^2$	0,99515	0,99778
Van der Veen modificado por Aoki (1976)	Carga de ruptura (kN)	72815	3690
	$\alpha$	0.000793	0,89001
	$\beta$	0,00028	-0,03733
	$R^2$	0,97779	0,99503

Fonte: A Autora (2022)

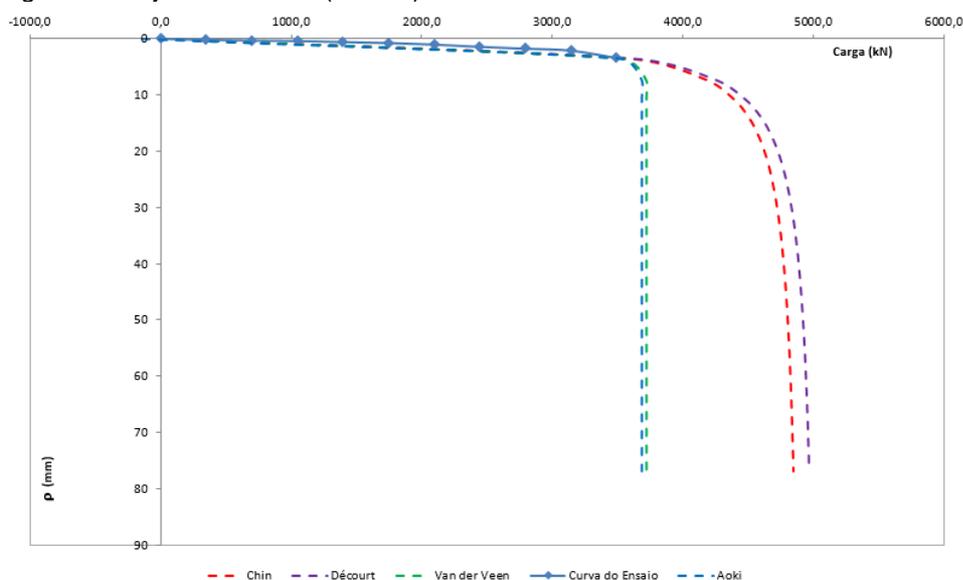
A Figura 78 e a Figura 79 apresentam as curvas ajustadas pelos métodos.

Figura 78 – Ajustes PCE II (E5P1)



Fonte: A autora (2022)

Figura 79 - Ajustes PCE III (E5P18)



Fonte: A autora (2022)

Ao avaliar os dados de extrapolação percebe-se valores superestimados e grande variação entre os métodos, principalmente para a PCE II – E5P1 e para os métodos de Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976) em relação aos outros dois, Décourt (1996) e Chin (1970). Diversos autores indicam cautela ao extrapolar. As duas estacas apresentaram deslocamento abaixo do recomendado para a extrapolação. Veloso e Lopes (2010) ressaltam que o recalque máximo deve atingir ao menos o valor de 1% do diâmetro da estaca para que se possa extrapolar por Van Der Veen (1953). O valor para que a prova de carga seja confiável para Gusmão e Oliveira (2014) é de, no mínimo, 3% do diâmetro.

Nardi (2009) extrapolarou provas de carga para a situação de deslocamento elevado e comparou-as com simulações de situações em que estes ensaios eram interrompidos em fases iniciais. O autor concluiu que provas de cargas interrompidas prematuramente devem ser analisadas com cautela, pois em ensaios interrompidos no trecho “elástico”, a aplicação de qualquer método de extrapolação fica comprometida. Portanto, nessas provas de carga desconsiderou-se os valores de carga de ruptura obtidos através da extrapolação.

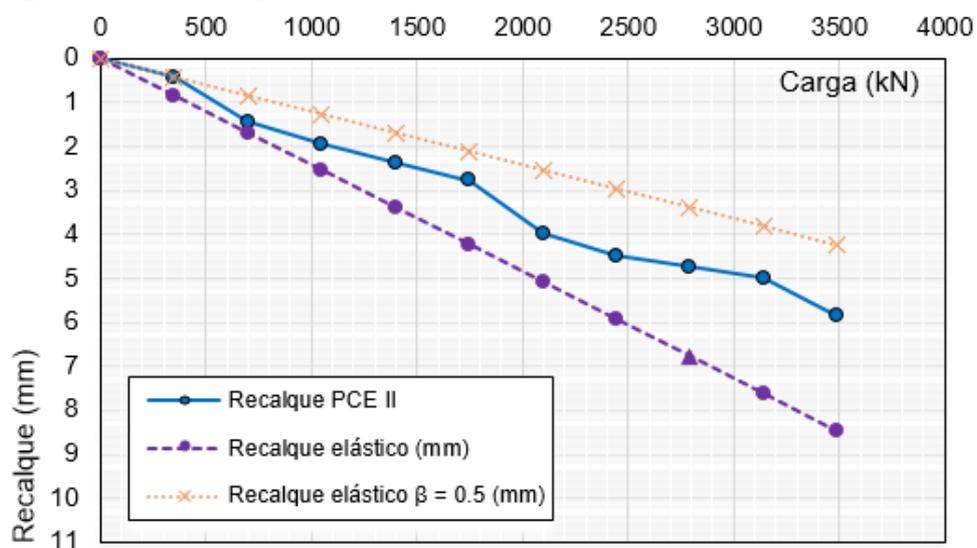
As provas de carga atenderam aos critérios de desempenho exigidos pela NBR 6122, pois a carga máxima (3491 kN) atingida durante os ensaios garante o fator de segurança maior que dois para a carga de trabalho definida em projeto (1746 kN). Na carga de trabalho, o recalque foi de apenas 2,77 mm para a E5P1 e 0,72 mm para a estaca E5P18. As estacas possuem a mesma sondagem de referência (SP02), o

mesmo diâmetro, porém comprimentos diferentes; a E5P1 tem 16,80 m, enquanto a E5P18 possui 21,16 m.

Considerando a estaca com 18.000 Mpa, conforme Cintra e Aoki (2010), pôde-se construir os gráficos carga x recalque para recalques elásticos e compará-los com os recalques medidos na PCE, após estabilização de 30 min. Utilizou-se a seguinte equação:  $S_{el.} = (QL/EA) \times \beta$  (sendo "Q" a carga de compressão; "L" o comprimento da estaca; "A" a área; "E" o módulo de elasticidade da estaca. O parâmetro  $\beta$  é igual a 1 quando estaca é de ponta e 0,5 quando é flutuante. Na Figura 80 e Figura 81 apresentam-se o gráfico comparativo para as duas situações para as estacas E5P1 e E5P18, respectivamente.

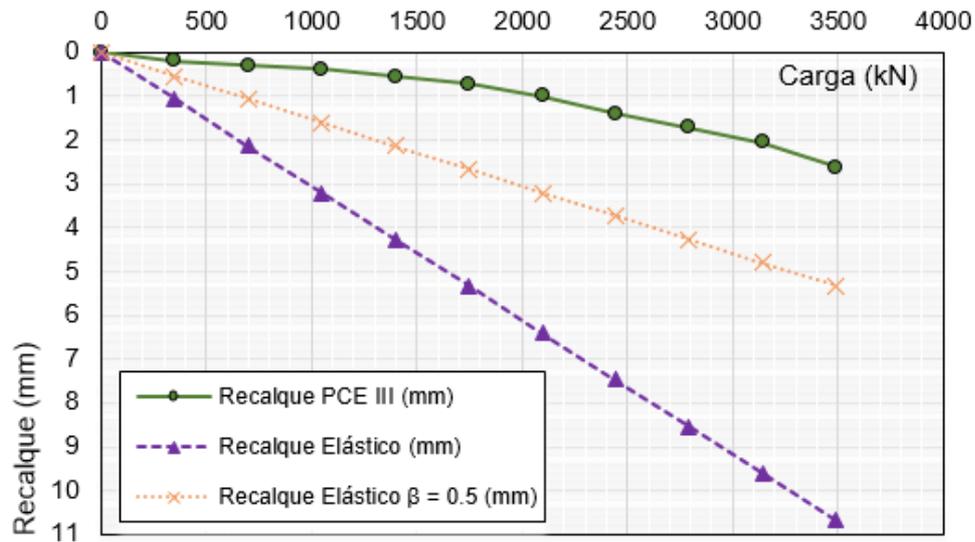
O recalque medido da E5P1 ultrapassa o recalque elástico no caso de a estaca trabalhar apenas por atrito lateral. No caso de a estaca trabalhar exclusivamente por ponta, o recalque medido é inferior ao recalque elástico. Para a estaca E5P18, nota-se que pra os dois casos a carga aplicada não está sequer provocando um recalque elástico da estaca.

Figura 80 – Comparação entre recalques elásticos e totais – E5P1



Fonte: A Autora (2022)

Figura 81 - Comparação entre recalques elásticos e totais – E5P18



Fonte: A Autora (2022)

Na carga de projeto a E5P1 não ultrapassa 0,4% do diâmetro, já a E5P18 só chega a 0,1%. Até este estágio de carregamento, pode-se considerar que não ocorre mobilização da ponta, sendo esta situação mais evidente para a E5P18.

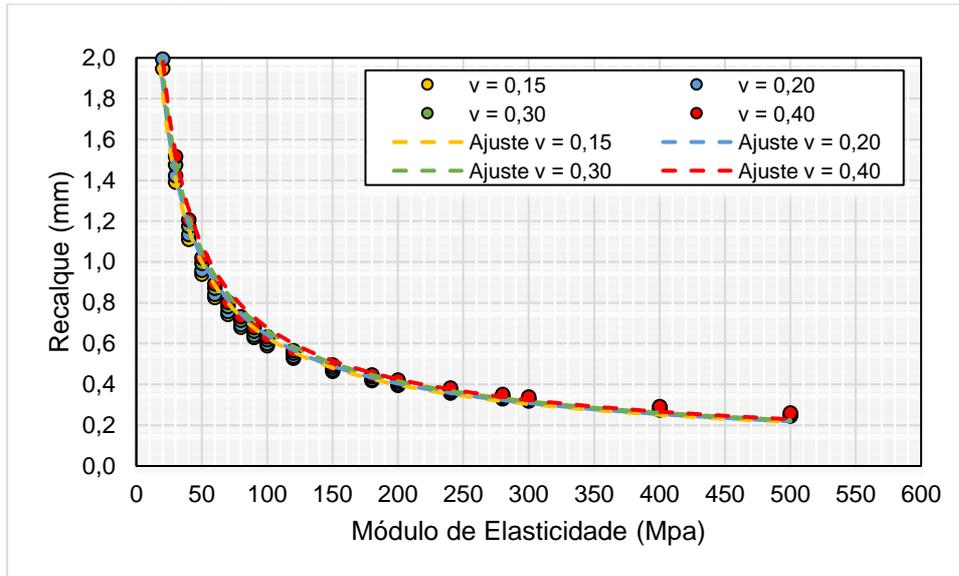
Diante do exposto podemos ressaltar que cada estaca possui seu fator de segurança, relação entre a carga de ruptura e a capacidade de carga real. Não sendo possível conhecer seu valor real, apenas percebê-lo como maior que dois para as duas estacas.

## 6.5 RETROANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

Utilizou-se o método de Randolph e Wroth (1979) para retroanálise das provas de carga II e III, conforme explanado na metodologia.

Inicialmente, adotou-se diferentes parâmetros de deformabilidade do solo – módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson – para cálculo dos recalques, em seguida ajustou-se os pontos para equações exponenciais. Os recalques, calculados para a carga de 349,00 kN, apresentam-se na Figura 82.

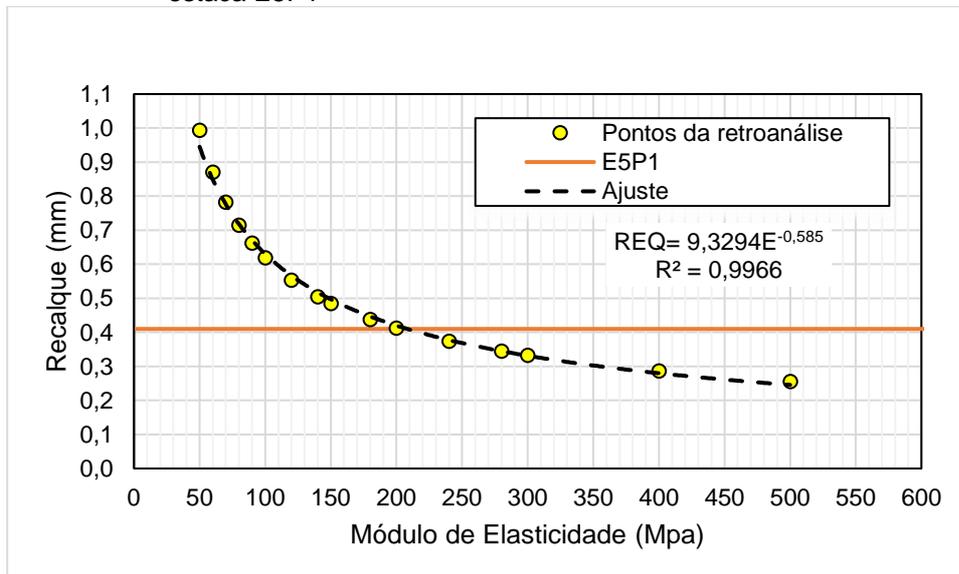
Figura 82 - Recalque sob diferentes módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson



Fonte: A autora (2022)

Através do gráfico observa-se que a variação do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) tem pouca influência no valor de recalque. Para prosseguir com os cálculos, adotou-se valor o do coeficiente de Poisson como  $\nu = 0,30$ . A retroanálise do Módulo de Elasticidade da estaca E5P1, realizada para cada estágio de carga da PCE I, apresenta-se na Figura 83 para a carga de 349,0 kN. Apresenta-se destacado no gráfico o valor de recalque da prova de carga, legendado como E5P1.

Figura 83 – Retroanálise do Módulo Elasticidade para a carga de 349,0 kN da estaca E5P1

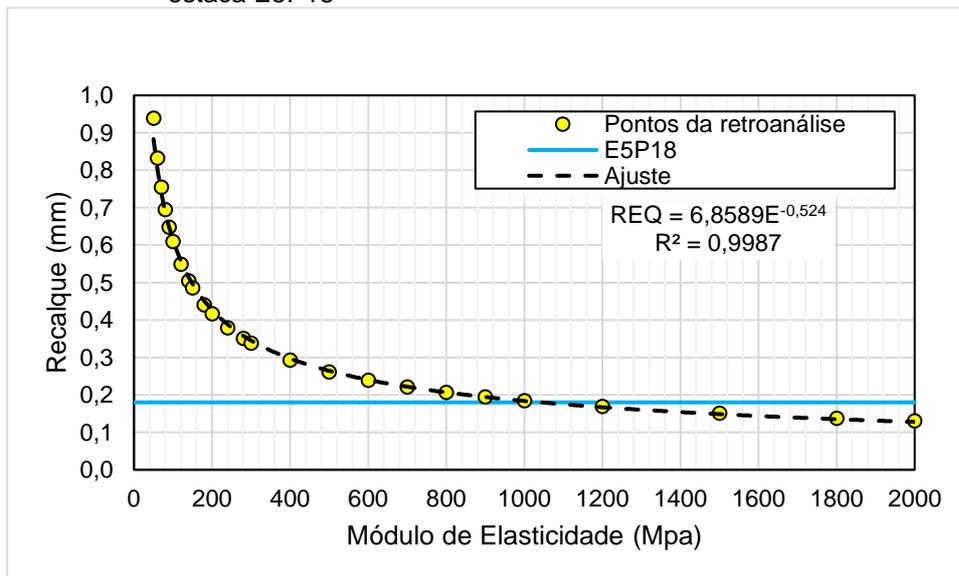


Fonte: a Autora (2022)

Legenda: REQ = Recalque; E = Módulo de Elasticidade; R = Coeficiente de Regressão Linear

O módulo de elasticidade, obtido através da equação da curva com ajuste potencial, para o estágio de carga de 349,0 kN é de 208,82 Mpa, para a estaca E5P1. Para o mesmo estágio de carga, o resultado para a estaca E5P18 é apresentado na Figura 84. Através da equação de ajuste potencial apresentada na Figura 84, o módulo de elasticidade é de 1040,26 Mpa para a estaca E5P18.

Figura 84 - Retroanálise do Módulo Elasticidade para a carga de 349,0 kN da estaca E5P18

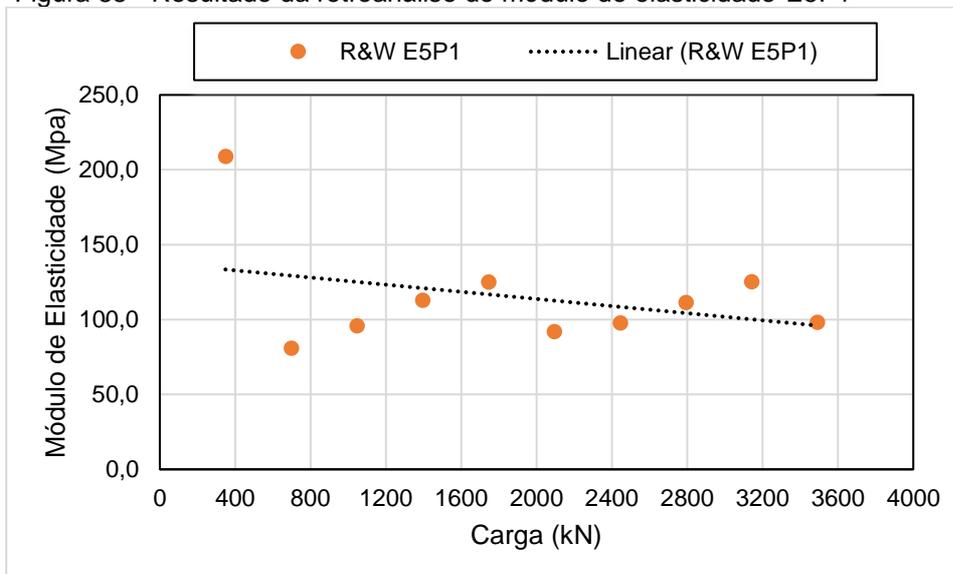


Fonte: a Autora (2022)

Legenda: REQ = Recalque; E = Módulo de Elasticidade. R = Coeficiente de Regressão Linear

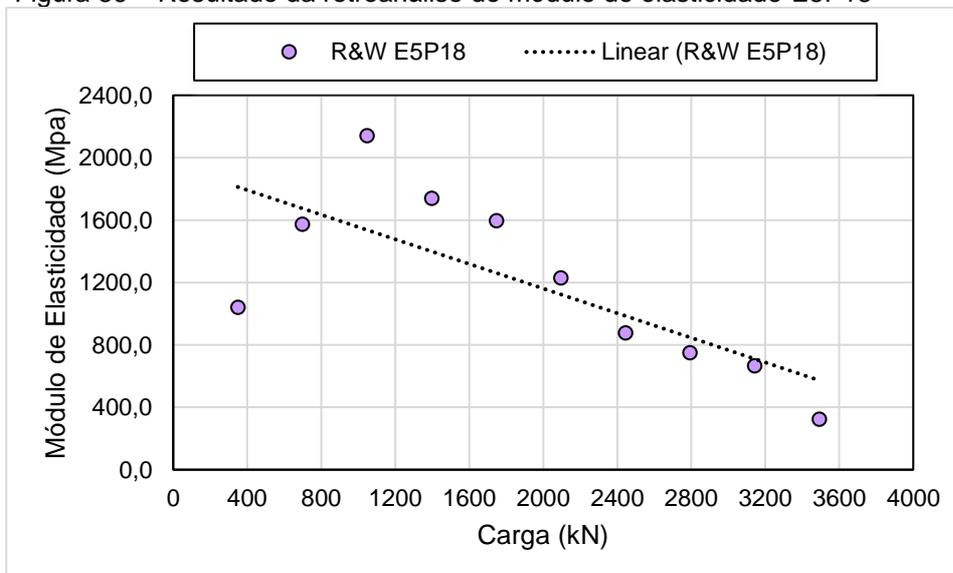
Esta retroanálise foi realizada para cada estágio de carga das provas de carga para obter a variação do módulo com o carregamento. Os resultados encontram-se na Figura 85 e Figura 86.

Figura 85 - Resultado da retroanálise do módulo de elasticidade-E5P1



Fonte: A autora (2022)

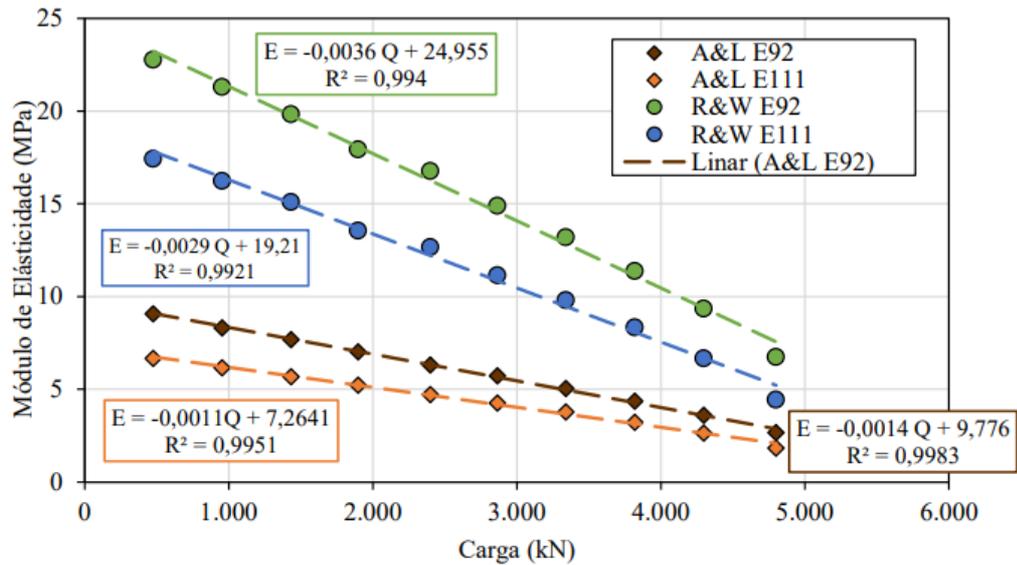
Figura 86 – Resultado da retroanálise do módulo de elasticidade-E5P18



Fonte: A autora (2022)

Para a estaca E5P18, verifica-se a redução do módulo de elasticidade com o acréscimo de cargas, exceto para o trecho inicial. Comportamento também observado em Santos (2020), conforme pode ser verificado na Figura 87, a redução está relacionada à perda de rigidez do solo com o aumento da tensão. O módulo da estaca E5P1 não apresentou comportamento condizente com as demais retroanálises. O comportamento evidencia uma tendência a redução, mas não linearmente com o aumento do carregamento.

Figura 87 – Retroanálise do Módulo de Elasticidade



Fonte: Santos (2020)

Uma vez obtido os parâmetros do solo a partir da retroanálise da curva-carga recalque, obteve-se a previsão do recalque máximo que o bloco pode apresentar considerando todas as estacas sob carga de trabalho.

Os módulos de elasticidade para a carga de 1746 kN obtidos através da retroanálise das PCEs das estacas E5P1 e E5P18 foram utilizados para estimar o recalque do bloco com 9 estacas (bloco apresentado na metodologia). O recalque máximo estimado para o bloco encontra-se na Tabela 26.

Tabela 26 – Recalques calculados para o bloco (9 estacas)

Estaca	Carga (1 Estaca) (kN)	Carga Bloco (9 Estacas) (kN)	E (Mpa)	Recalque da estaca Isolada (PCE)	Recalque do bloco (9 estacas)
E5P1	1746	15714	124,95	2,77	9,03
E5P18			1594,24	0,72	2,3

Fonte: A Autora (2022)

Ressalta-se que este recalque é representativo apenas para os pilares P1 e P18, no entanto não foi considerado a interação com os demais elementos de fundação e estruturais (interação solo-estrutura).

O recalque para o bloco foi calculado para os demais carregamentos, supondo que cada estaca receberia o valor do carregamento de cada estágio da PCE I, o bloco então receberia o carregamento multiplicado por 9. Os módulos de elasticidade encontrados pela retroanálise foram empregados no cálculo.

Tabela 27 - Recalque do bloco de estacas - Bloco B1

<b>Carga (kN) (1 Estaca)</b>	<b>Carga (kN) (9 Estacas)</b>	<b>E (Mpa)</b>	<b>Recalque da estaca Isolada (PCE)</b>	<b>Recalque do Bloco B1 (R&amp;W)</b>
349,1	3141,9	208,82	0,41	1,32
698	6282	80,71	1,43	4,91
1047	9423	95,83	1,94	6,50
1396	12564	112,91	2,35	7,73
1746	15714	124,95	2,77	9,03
2095	18855	91,82	3,98	13,41
2444	21996	97,61	4,48	14,97
2793	25137	111,35	4,74	15,61
3142	28278	125,15	4,98	16,23
3491	31419	98,11	6,38	21,31

Fonte: A Autora (2022)

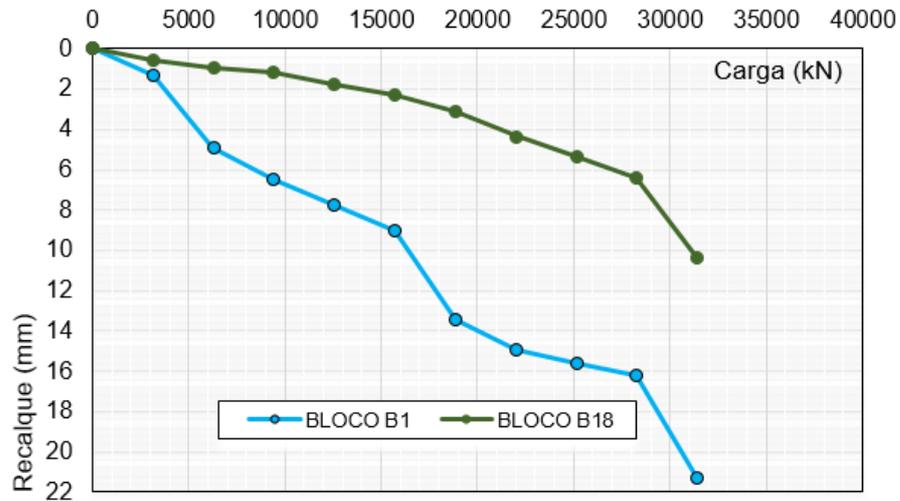
A mesma situação foi aplicada para a estaca E5P18. Os dados para os blocos B1 e B18 foram plotados no gráfico da Figura 88. Nos dois casos, os blocos apresentaram um recalque em torno de 3 vezes maior que o da estaca isolada (Figura 88).

Tabela 28 - Recalque do bloco de estacas - Bloco B18

<b>Carga (kN) (1 Estaca)</b>	<b>Carga (kN) (9 Estacas)</b>	<b>E (Mpa)</b>	<b>Recalque da estaca Isolada (PCE)</b>	<b>Recalque do Bloco B18 (R&amp;W)</b>
349,1	3141,9	1040,26	0,20	0,57
698	6282	1571,67	0,30	0,93
1047	9423	2140,41	0,40	1,19
1396	12564	1739,31	0,60	1,76
1746	15714	1594,24	0,70	2,30
2095	18855	1229,28	1,00	3,14
2444	21996	875,15	1,40	4,35
2793	25137	749,91	1,70	5,37
3142	28278	664,20	2,10	6,42
3491	31419	321,74	3,30	10,34

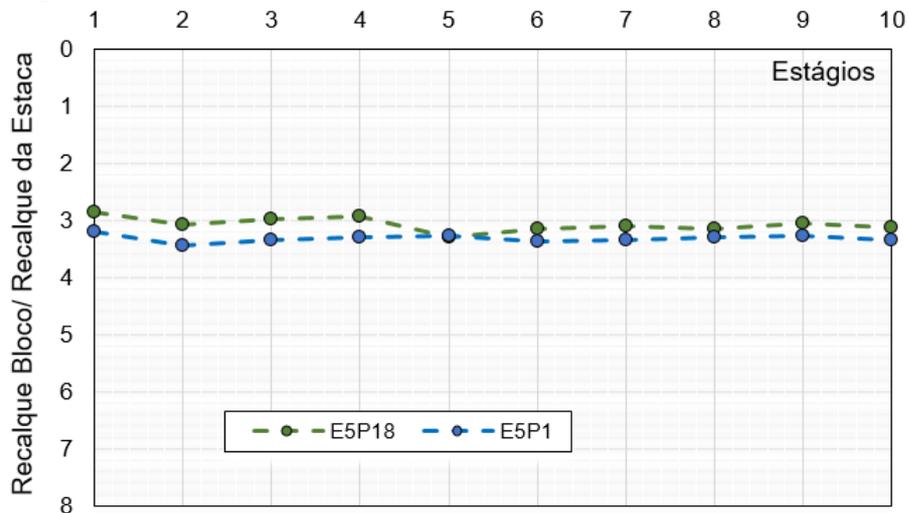
Fonte: A Autora (2022)

Figura 88 – Recalque dos Blocos B1 (E5P1) e B2 (E5P18)



Fonte: A Autora (2022)

Figura 89 – Recalque do bloco/recalque da estaca

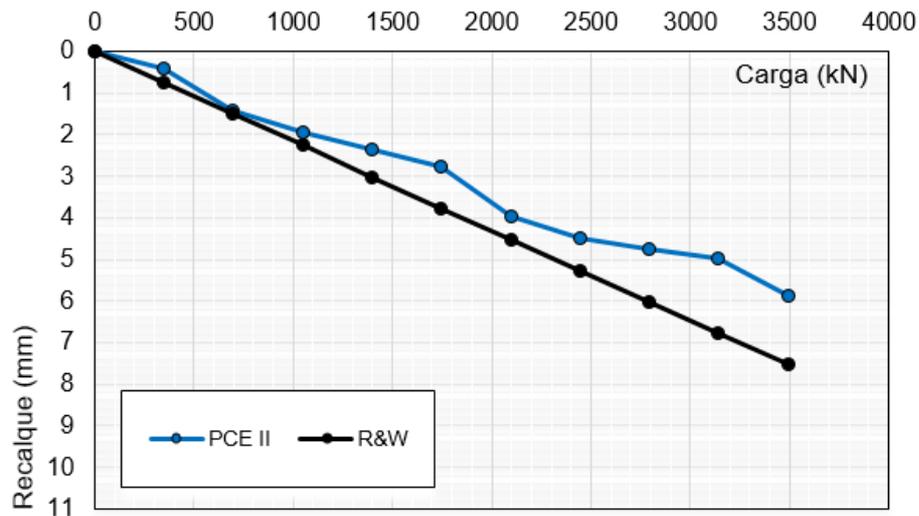


Fonte: A Autora (2022)

## 6.6 ESTIMATIVA DE RECALQUE PELO MÉTODO DE RANDOLPH-WROTH (1979)

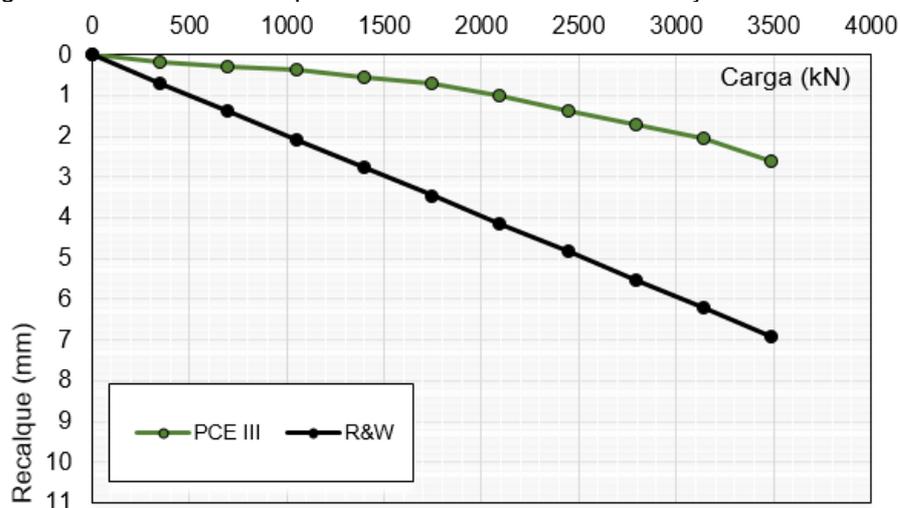
Para avaliação de um caso prático, utilizou-se o módulo de elasticidade obtido através de correlação com o  $N_{SPT}$  proposta por Poulos e Davis (1980), adaptada por Danziger e Lopes (2021). Estimou-se, para cada estágio de carga da PCE, o recalque pelo Método de Randolph Wroth (1979). Os resultados encontram-se na Figura 90 e Figura 91. Na Tabela 29 encontram-se os dados da estimativa de recalque para cada estaca isolada, bem como o erro relativo ao recalque medido na prova de carga.

Figura 90 – E5P1: Recalque estimado R&amp;W com E correlação SPT



Fonte: A Autora (2022)

Figura 91 – E5P18: Recalque estimado R&amp;W com E correlação SPT



Fonte: A Autora (2022)

Observa-se que para a estaca E5P1 a estimativa possui menor erro, quando comparada à estimativa da E5P18. A E5P1 apresenta um erro médio de 28%, enquanto a E5P18 possui erro médio de 287%. Como mencionado, o módulo de elasticidade foi baseado em correlação através do SPT, com isso a estimativa dependerá diretamente dos parâmetros adotados pelo projetista. Esse é um parâmetro de difícil determinação por variar conforme estado de tensões, efeitos de instalação da estaca, entre outros fatores.

Tabela 29 - Estimativa de recalque (mm) e erro relativo (%)

<b>E5P1</b>				<b>E5P18</b>			
<b>PCE II</b>		<b>R&amp;W</b>		<b>PCE III</b>		<b>R&amp;W</b>	
Q (kN)	w (mm)	w (mm)	Erro (%)	Q (kN)	w (mm)	w (mm)	Erro (%)
349	0,41	0,75	84%	349	0,2	0,69	246%
698	1,43	1,51	5%	698	0,3	1,38	361%
1047	1,94	2,26	17%	1047	0,4	2,07	418%
1396	2,35	3,01	28%	1396	0,6	2,76	361%
1746	2,77	3,77	36%	1746	0,7	3,46	394%
2095	3,98	4,52	14%	2095	1,0	4,15	315%
2444	4,48	5,28	18%	2444	1,4	4,84	246%
2793	4,74	6,03	27%	2793	1,7	5,53	225%
3142	4,98	6,78	36%	3142	2,1	6,22	196%
3491	6,38	7,54	18%	3491	3,3	6,91	109%

Fonte: A Autora (2022)

## 7 CONCLUSÃO

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

### 7.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Nesta seção apresentam-se as principais conclusões referentes à caracterização geológico-geotécnica.

#### 7.1.1 Sondagens

- O perfil do solo é composto por uma areia que varia de fina a média, com conteúdo de argila crescente no perfil, variando de fofa a muito compacta em profundidade.

- As camadas superficiais apresentam manifestações de matéria orgânica, o que lhes confere a tonalidade acinzentada. A presença de matéria orgânica nos perfis ocorre até aproximadamente 3,4 m de profundidade.

- Há a presença de pedregulhos de quartzo e óxido de ferro no perfil, na profundidade de 12 m. O óxido de ferro confere a matriz avermelhada e cimentação ao solo, ocasionando o surgimento de concreções ferruginosas. A compactidade passa então de medianamente compacta a compacta, e muito compacta.

- No limite das sondagens, o perfil apresenta uma argila com óxido de ferro, de cor arroxeada e consistência dura. O aumento do nível de tensões e a cimentação são alguns dos fatores que elevaram a resistência das camadas de solo.

- As sondagens deste trabalho confirmam que na região dos Tabuleiros, os solos não são puramente arenosos, apresentam-se com texturas mais coesivas (alta frequência de amostras com argila arenosa), apresentando camadas superficiais (até 5 m) de compactidade fofas ou consistência mole e baixos valores de  $N_{SPT}$ , aumentando a resistência e compactidade com a profundidade, sem alcançar nível freático.

- As sondagens atingiram profundidades de 17,70 m; 18,90 m; 18,70 m e 18,60 m (SP-01, SP-02, SP-03, SP-04, respectivamente) e não alcançaram nível d'água.

- Os índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) iniciam baixos, todavia crescentes em profundidade, com maior ganho de resistência a partir de 14 metros.

### **7.1.2 Perfil de Umidade**

- A umidade é superior nas camadas superficiais (entre 13% e 16% até aproximadamente 8 m) e decresce com a profundidade (atingindo 6%), o que é efeito da baixa precipitação do período. Tais camadas foram umedecidas por discretas precipitações que ocorreram nos dias anteriores, não sendo suficiente pra umedecer camadas mais profundas.

- A partir de 14 m, quando a umidade atinge os valores mais baixos (entre 6 e 8%), o índice de resistência tem aumento significativo, tendo influência do elevado estado de tensões visto a profundidade do solo e da contribuição da sucção.

### **7.1.3 Análise Granulométrica e Limites de Consistência**

- As curvas apresentam ampla faixa de distribuição, evidenciando uma boa graduação do solo. Quanto a descrição granulométrica das amostras, baseado nas porcentagens de cada fração, tem-se areais argilo-siltosas.

- Baseado no Sistema Universal de Classificação dos Solos (SUCS), as amostras do presente estudo são classificadas como CL (argila de baixa compressibilidade).

- Segundo a classificação de Jenkins (CAPUTO, 1996), o solo é medianamente plástico ( $7 < IP < 15$ ) e a fração argila das amostras é considerada inativa (índice de atividade menor que 0,75), indicando a ausência de minerais argílicos expansivos na fração argila.

- Baseado nas frações do solo verificadas através da análise granulométrica, a classificação será argila arenosa.

### **7.1.4 Ensaio Edométrico Duplo**

- Observou-se que o comportamento das curvas natural e inundada é semelhante até o estágio de carga de 40 kPa. A partir de então a curva de compressão da amostra previamente inundada fica mais acentuada.

- A curva do ensaio na condição inundada apresentou o trecho de reta virgem bem definido, enquanto na condição natural a curva não o evidenciou com clareza.

- O valor de  $C_c$  para o ensaio natural (EN) foi apenas 0,005 maior que o do ensaio inundado (EI). O valor da tensão de pré-adensamento foi menor para a amostra ensaiada inundada, cuja condição é de menor rigidez.

- O  $c_v$  diminui com o aumento das tensões, entretanto a variação é pequena e um pouco mais expressiva na condição inundada.

- O Solo é condicionalmente colapsível. O perfil do solo, com a profundidade, torna-se mais rígido (aumento da compactação/consistência das camadas), perde umidade e aumenta a resistência, presume-se a diminuição do potencial de colapso resultante da melhoria das qualidades mecânicas.

#### **7.1.5 Ensaio De Cisalhamento Direto**

- O ângulo de atrito do solo obtido pelo ensaio na condição natural foi de  $32,7^\circ$  e 14,35 kPa de coesão efetiva;

- O ângulo de atrito do solo obtido pelo ensaio na condição inundada foi de  $32,6^\circ$  e 5,7 kPa de coesão efetiva;

- Observou-se que na condição de ensaio inundado há uma redução do intercepto de coesão ( $c'$ ), já o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) mantém-se praticamente o mesmo.

#### **7.1.6 Ensaio Triaxial (CID)**

- Os parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto e triaxial foram semelhantes ( $\phi' = 32^\circ$ ,  $c' = 10,14$  kPa), entretanto a coesão apresentou variação significativa.

#### **7.1.7 Curva Característica Do Solo**

- As curvas apresentaram comportamento bimodal (formato tipo “sela”) que está relacionado a estrutura e distribuição do tamanho dos poros do solo. O formato e a suavidade da curva evidenciam um comportamento típico de solos tropicais e argilo-arenosos, respectivamente.

- Verificou-se histerese entre as trajetórias. Para determinado valor de umidade, a trajetória de secagem apresenta sucção ligeiramente maior que a curva de umedecimento.

- A histerese, diferença entre as trajetórias, não é significativa, mas cresce com a saturação.

- O método do papel filtro mostrou-se capaz de determinar a curva característica, entretanto para valores muito baixos e muito altos de sucção convém realizar ensaios de placa de sucção, pois nestes trechos o papel filtro não determina com segurança.

## 7.2 PROVAS DE CARGA

- A prova de carga I foi encerrada no sexto estágio devido a limitações no sistema de reação.

- As provas de carga II e III atingiram a carga máxima programada e apresentaram deslocamentos de apenas 6,38 mm e 3,33 mm, 0,91% e 0,48% do diâmetro, respectivamente.

- As curvas carga x recalque encerraram no trecho inicial e não apresentam tendência de inflexão para maiores deslocamentos. Torna-se muito difícil a determinação da carga última quando a prova de carga é interrompida prematuramente.

- As duas estacas apresentaram deslocamento abaixo do recomendado para a extrapolação. Os métodos não se mostraram confiáveis para a extrapolação.

- As provas de carga atenderam aos critérios de desempenho exigidos pela NBR 6122, pois a carga máxima (3491 kN) atingida durante os ensaios garante o fator de segurança maior que dois para a carga de trabalho definida em projeto (1746 kN).

- Na carga de trabalho, o recalque foi de apenas 2,77 mm para a E5P1 e 0,72 mm para a estaca E5P18.

- Na carga de projeto, a E5P1 não ultrapassa 0,4% do diâmetro, já a E5P18 só chega a 0,1%. Até este estágio de carregamento, pode-se considerar que não ocorre mobilização da ponta, sendo esta situação mais evidente para a E5P18.

- Confirmou-se que cada estaca possui seu fator de segurança, relação entre a carga de ruptura e a capacidade de carga real. Não sendo possível conhecer seu valor real, apenas percebê-lo como maior que dois para as duas estacas.

### 7.3 RETROANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

- Observou-se que a variação do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) tem pouca influência no valor de recalque, enquanto o módulo de deformabilidade possui grande influência;

- Para a estaca E5P18, verificou-se a redução do módulo de elasticidade com o acréscimo de cargas, exceto para o trecho inicial.

- O módulo da estaca E5P1 não apresentou comportamento condizente com as demais retroanálises. O comportamento evidencia uma tendência a redução, mas não linearmente com o aumento do carregamento.

- Os blocos B1 e B18 apresentaram um recalque em torno de 3 vezes maior que o da estaca isolada. Ressalta-se que este recalque é representativo apenas para os pilares P1 e P18, no entanto não foi considerado a interação com os demais elementos de fundação e estruturais (interação solo-estrutura);

- Os módulos de elasticidade encontrados pela retroanálise da prova de carga podem ser empregados na estimativa do recalque do bloco, bem como para estacas com características semelhantes, sem variação significativa no comprimento.

### 7.4 ESTIMATIVA DE RECALQUE PELO MÉTODO DE RANDOLPH WROTH (1979)

- A E5P1 apresentou um erro médio de 28%, enquanto a E5P18 apresentou erro médio de 287%.

- Verificou-se que a qualidade da estimativa dependerá diretamente da adoção do módulo de elasticidade pelo projetista, sendo esse um parâmetro de difícil determinação por variar conforme estado de tensões, efeitos de instalação da estaca, entre outros.

### 7.5 SUGESTÕES PARA FUTROS TRABALHOS

- Utilizar ensaios de cone (CPT) na obtenção dos parâmetros do solo;
- Aplicar outros métodos de estimativa a título de comparação, como o método de Aoki e Lopes (1975);
- Estimar o recalque de estacas submetidas à carregamentos axiais considerando a variação do módulo de elasticidade com a sucção;

- Estudar a variação do atrito lateral com a sucção ao longo do ano;
- Estimar recalques do grupo de estacas, considerando a interação solo-estrutura e confrontá-la com medições de recalque da edificação.

## REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P.; GARCIA, J. **Engenharia de Fundações**. Ebook: Editora LTC; 1ª edição. 2020.
- ALHEIROS, M. M., LIMA FILHO, M. F. A Formação Barreiras. In: J. M. Mabesoone (Coord), Revisão geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. **Estudos Geológicos**, v. 10, p. 77-88. 1991.
- ALVARES, C. A.; STAPE, J. L.; SENTELHAS, P. C.; GONÇALVES, J. L. de M.; SPAROVEK, G. Köppen's climate classification map for Brazil. **Meteorologische Zeitschrift**, v. 22, n. 6, p. 711–728, 2014. DOI 10.1127/0941-2948/2013/0507.
- ANDRADES FILHO, C. O. **Análise morfoestrutural da porção central da Bacia Paraíba (PB) a partir de dados MDE-SRTM e ALOS-PALSAR FBD**. 2010. Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto) – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. São José dos Campos: Inpe. 2010.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. 1975. **Estimating stress and settlements due to deep foundation**. In: V Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires, v.1, p.377-386.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: solo – Ensaios de palheta in situ** – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: solo – Ensaios de penetração de cone in situ**. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208: ensaios de carregamento dinâmico**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903: estacas – Prova de carga estatística – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto** – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: projeto e execução de fundação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: rochas e solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8044**: projeto geotécnico. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: projeção e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603**: sondagem a trado – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820**: coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

BARBOSA, J. A. **Evolução da Bacia da Paraíba durante o Maastrichtiano Paleoceno**: formações Graname e Maria Farinha, NE do Brasil. Programa de Pós Graduação em Geociências, Universidade Federal de Pernambuco. Dissertação de Mestrado, 230 f. 2004.

BARBOSA, T. S.; BARBOSA, M. E. F. Aspectos geomorfológicos e mapeamento das unidades de relevo do município de João Pessoa, PB. **Geografia, Ensino & Pesquisa**, v. 20, n.1, p. 143-155. 2016.

BARBOSA, T. S.; FURRIER, M. A geomorfologia antropogênica e a relação uso da terra com o risco geológico no município de João Pessoa – PB. **Rev. Bras. Geomorfol. (Online)**, São Paulo, v.18, n.1, p.169-184, 2017. DOI: <http://dx.doi.org/10.20502/rbg.v18i1.1064>.

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, 13.; Encontro do Quaternário Sulamericano, 3., 2011, Búzios-RJ. Anais...Búzios: Abequa. 2011.

BRASIL, 2019. **CPRM – Atlas Aerogeofísico do Estado da Paraíba**. Silva, Edlene Pereira da Atlas aerogeofísico do estado da Paraíba / Organizadores Edlene Pereira da Silva [e] Roberto Gusmão de Oliveira. – Recife: CPRM, 2019.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. IBGE, 2020.

BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. **Settlements of buildings and associated damage**. Conference on Settlement and Structures. 1974.

CARVALHO, E. M. L.; DANZIGER, B. R. Previsão da transferência de carga em estacas e suas aplicações em diferentes perfis geotécnicos. **ENGEVISTA**, V. 13, n. 3. p. 193-206. Dezembro. 2011.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**, 1. ed, São Paulo, Oficina de textos. 2010.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N; TSUHA, C. H. C; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. E-book: Editora Oficina de Textos. 2013.

COUTINHO, R. Q. **Características Geológicas - Geotécnicas da Formação Barreiras no Nordeste e Aplicações Práticas**. 1ª Palestra Pelópidas da Silveira. ABMS – NE, Recife. 2019.

COUTINHO, R. Q.; SILVA, M. M.; SANTOS, A. N.; LACERDA, W. A. Geotechnical Characterization and Failure Mechanism of Landslide in Granite Residual Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n.8, 05019004. 2019.

COUTINHO, R. Q.; SOUZA NETO, J. B.; SANTOS, L. M.; LAFAYETTE, K. P. V. Geotechnical Characterization of on Unsaturated Soil in the Barreiras Formation, Pernambuco, Brazil. **Unsaturated Soils Conference**, ARIZONA. v. 2. p. 1627-1638. 2006.

DANZIGER, B.; LOPES, Francisco. **Fundações em estacas**. LTC Editora – GEN (Grupo Editora Nacional). 2021.

EMBRAPA. **Plano Diretor do Centro de Pesquisa Agropecuária dos Tabuleiros Costeiros (CPATC)**. Brasília: Embrapa, SPI, p. 37. 1994.

FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; MASET, V. **Recalque Admissível ou Fator de Segurança**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica: O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas. Belo Horizonte: Editora ABMS. 2016.

FONSECA ALVES, D. **Previsões do Comportamento Carga-Recalque de Estaca Escavada com Polímero**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 190 f. 2016.

FRANCISCO, P. R. M.; MEDEIROS, R. M.; SANTOS, D.; MATOS, R. M. Classificação Climática de Köppen e Thornthwaite para o Estado da Paraíba (Köppen's and Thornthwaite Climate Classification for Paraíba State). **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 8, n. 04, p. 1006-1016, 2015. DOI: <https://doi.org/10.5935/1984-2295.20150049>.

FURRIER, M.; ARAÚJO, M. E.; MENESES, L. F. Geomorfologia e tectônica da formação Barreiras no Estado da Paraíba. **Geol. USP, Sér. cient.**, São Paulo, v. 6, n. 2, out, p. 61-70. 2006. DOI: <https://doi.org/10.5327/S1519-874X2006000300008>.

GUSMÃO, A. D. **Desempenho de Fundações de Edifícios**. In: Palestras XIII COBRAMSEG. Curitiba: ABMS, p. 215–240. 2006.

GUSMÃO, A. D. **Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Recife: Ed. Universitária UFPE, 345 p., p. 81. 1998.

LIMA FILHO, M. F. 1998. **Análise Estrutural e Estratigráfica da Bacia Pernambuco**. Tese de Doutorado. Programa de Pós Graduação em Geologia. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 139 f. 1998.

LIMA FILHO, M. F.; BARBOSA, J. A.; NEUMANN, V. H. M. L.; SOUZA, E. M. **Evolução estrutural comparativa da Bacia de Pernambuco e da Bacia da Paraíba**. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ESTUDOS TECTÔNICOS, 5, Curitiba. Boletim de Resumos Expandidos, Curitiba, SBG, p. 45-47. 2005.

LIMA FILHO, M. F.; BARBOSA, J. A.; SOUZA, E. M. Eventos tectônicos e sedimentares nas Bacias de Pernambuco e da Paraíba: implicações no quebraamento do Gondwana e correlação com a Bacia do rio Muni. **Revista de Geociências**, v. 25, n. 1, p. 117-126. 2006.

MABESOONE, J. M.; ALHEIROS, M. M. Origem da bacia sedimentar costeira Pernambuco-Paraíba. **Rev. Bras. Geoc.**, v. 18, n. 4, p. 476-482. 1988.

POULOS, H. G. **Geotechnique: Pile Behavior - Theory and Application**. ICE Publishing, n. 3, p. 365-415. 1989.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Sydney: John Wiley and Sons, Inc., 1980.

PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. Recalques em fundações profundas – Análise em estacas hélice contínua. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil – REEC**. v. 14, Nº112-123. 2018.

RANDOLPH, M. Comunicação Pessoal. 2019a.

RANDOLPH, M. F. **PIGLET, a computer program for the analysis and design of pile groups**. Report GEO 87036. Perth: The University of Western Australia, 1987.

RANDOLPH, M. F. **PIGLET: Pile Analysis and Design of Pile Groups**. Version 6.1. 2019b.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **A Simple Approach to Pile Design and the Evaluation of Pile Tests**. In: Behavior of Deep Foundations. [s.l.] ASTM International, 1978a. p. 484–489.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **Analysis of deformation of vertically loaded piles.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 104, n. 12, p. 1465–1488, 1978b.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **An analysis of the vertical deformation of pile groups.** Géotechnique, v. 29, n. 4, p. 423–439, dez. 1979.

RODRIGUES, F. S.; CARVALHO, G. C.; PACHECO, R. T. Estudo de Recalque em Estacas com os Dados Obtidos no Ensaio de Prova de Carga em Comparação com os Resultados Calculados pelo Método de Poulos e Davis. Artigo Científico. **Pontifícia Universidade Católica de Goiás.** 2020.

ROLIM NETO, C. **Caracterização Geotécnica e Estudo da Capacidade de Carga de Estaca Escavada, Instrumentada, Submetida à Compressão Axial em Solo de Formação de Barreiras.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Centro de Tecnologia e Geociências. Universidade Federal de Pernambuco, 210 f. 2018.

SANTOS JÚNIOR, O. F.; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras no litoral do Rio Grande do Norte. **Geotecnia (Lisboa)**, v. 134, p. 87-108, 2015. Disponível em: <https://spgeotecnia.pt/uploads/jgeot201513405.pdf>.

SANTOS, D. S. **Recalque em fundações profundas: análise da interação entre estacas de um edifício instrumentado do Recife.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco, 112 f. 2020.

SANTOS, E. J.; FERREIRA, C. A.; SILVA JÚNIOR, J. M. F. **Geologia e Recursos Minerais do Estado da Paraíba.** Texto explicativo dos mapas geológico e de recursos minerais do Estado da Paraíba. Recife: CPRM. (Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil). 2002.

SILVA, E. P. **Atlas aerogeofísico do estado da Paraíba.** In: SILVA, E. P.; OLIVEIRA, R. G. (Org.). Recife: CPRM, p. 57. 2019. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/21423>.

SOARES, W. C. **Banco de Dados Geológico-Geotécnicos com base em sondagens à percussão e uso de SIG: Análise Espacial da Profundidade do Lençol freático e do Nspt para obras de Fundação em João Pessoa - PB.** Tese de Doutorado. Programa de Pós Graduação em Geotecnia. 2011.

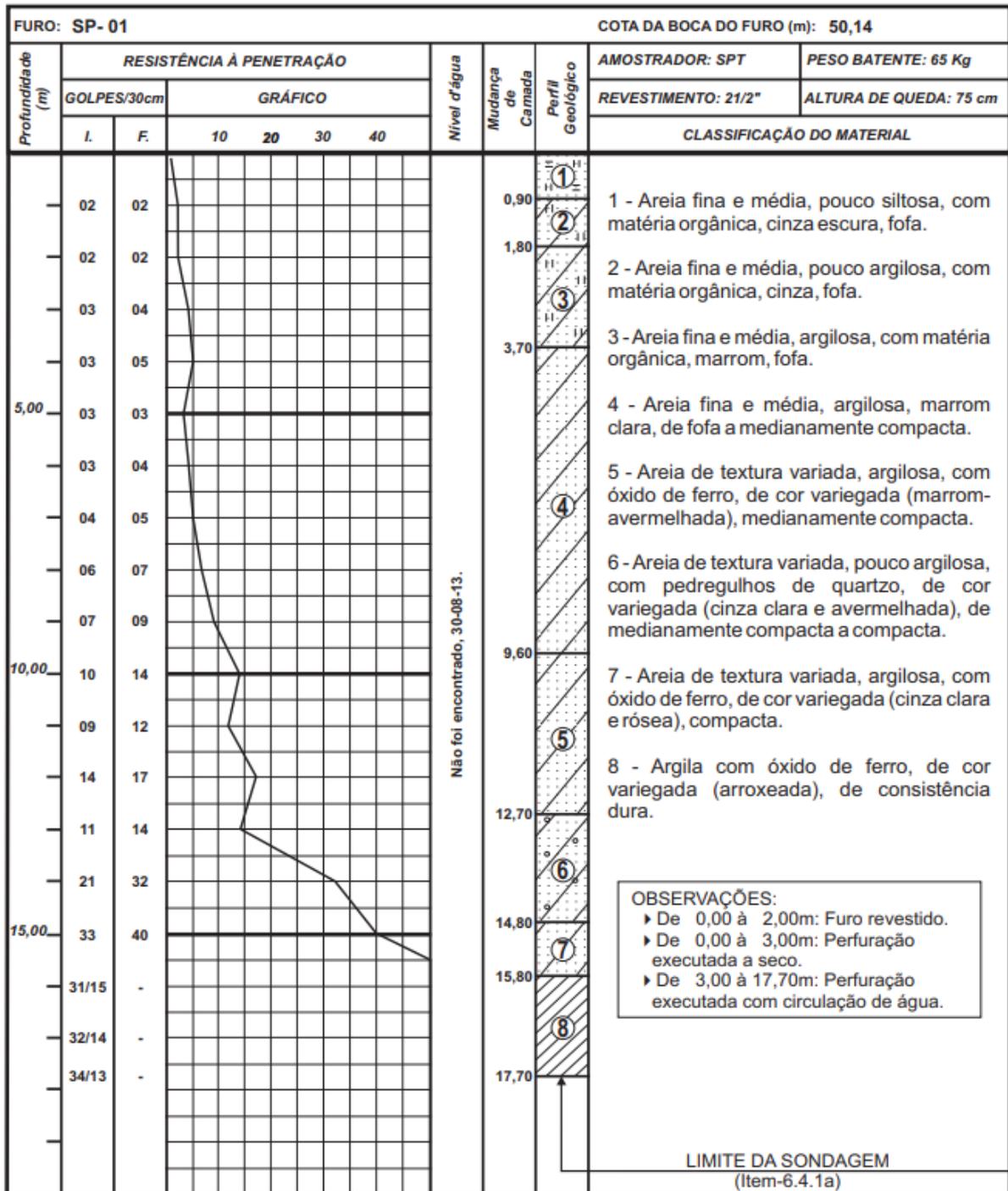
SOARES, F. L.; MORAIS, G. S.; DIAS, S. P. Mapeamento de área em risco de deslizamento e análise de estabilidade de talude na cidade de João Pessoa-PB. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 12., 2017. Florianópolis. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2017.

SOBREIRA, L. C.; LEDER, S. M.; SILVA, F. A. G.; ROSA, P. R. O. Expansão urbana e variações mesoclimáticas em João Pessoa, PB. **Ambient. constr.**, v. 11, n. 2. 2011.

TABOSA, R. M. R.; AFONSO, F. V.; SILVEIRA, J. A. R.; DONEGAN, L. (Re)  
Pensando Espaços Públicos Gratuitos em João Pessoa: Uma proposta para os  
bairros expedicionários, Tambauzinho e Miramar. **Revista Nacional de  
Gerenciamento de Cidades**. v.06, n. 38, 2018.

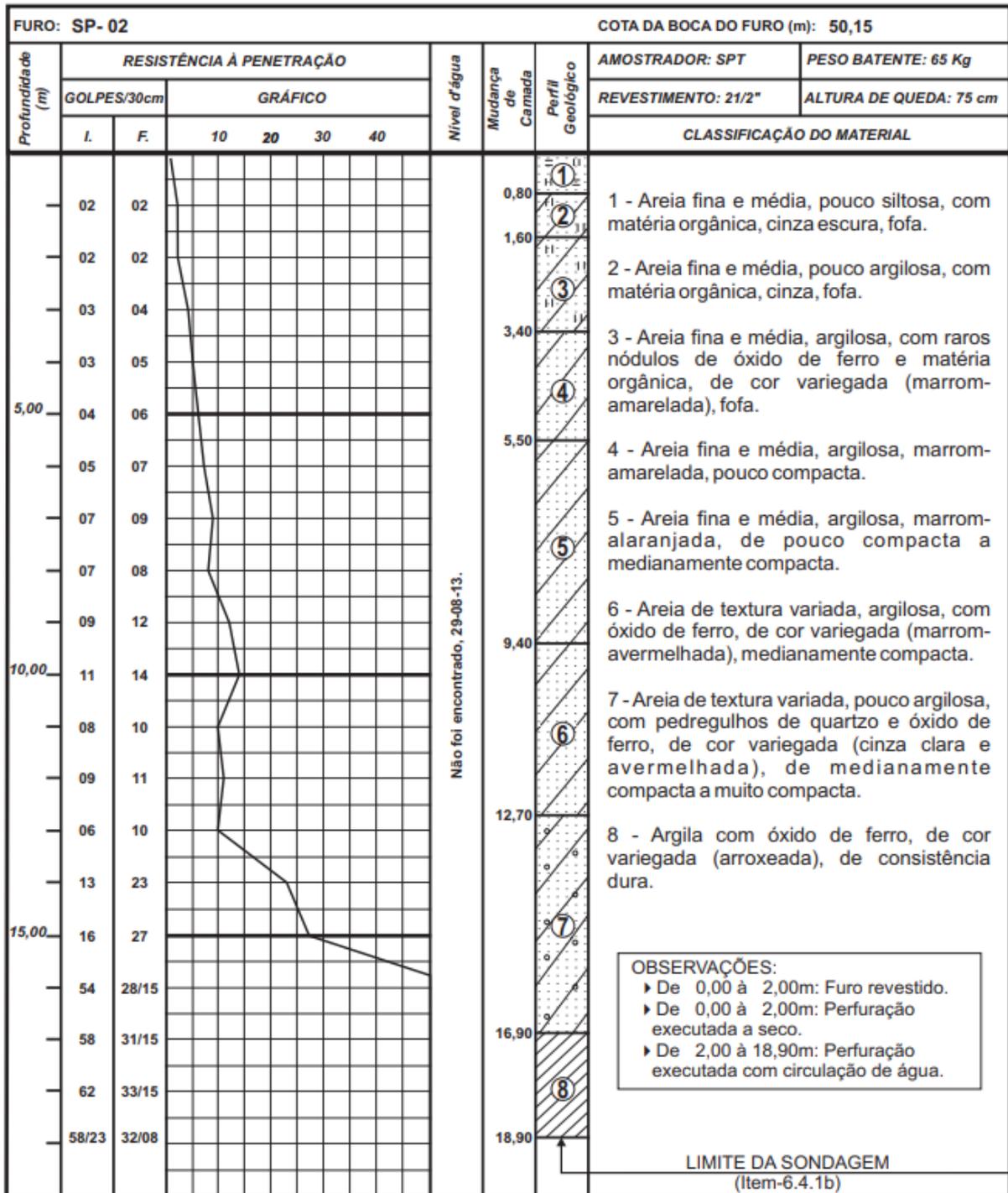
VAPANALLI S.K.; FREDLUND D. G.; PUFAHL, D.E. e CLIFTON, A. W. **Model for  
Predction of Shear Strength with Respect to Soil Suction**, Canadian  
Geotechnical Journal. v. 33 (3), p. 379-392, 1996.

**ANEXO A – SONDAAGEM SP-01**



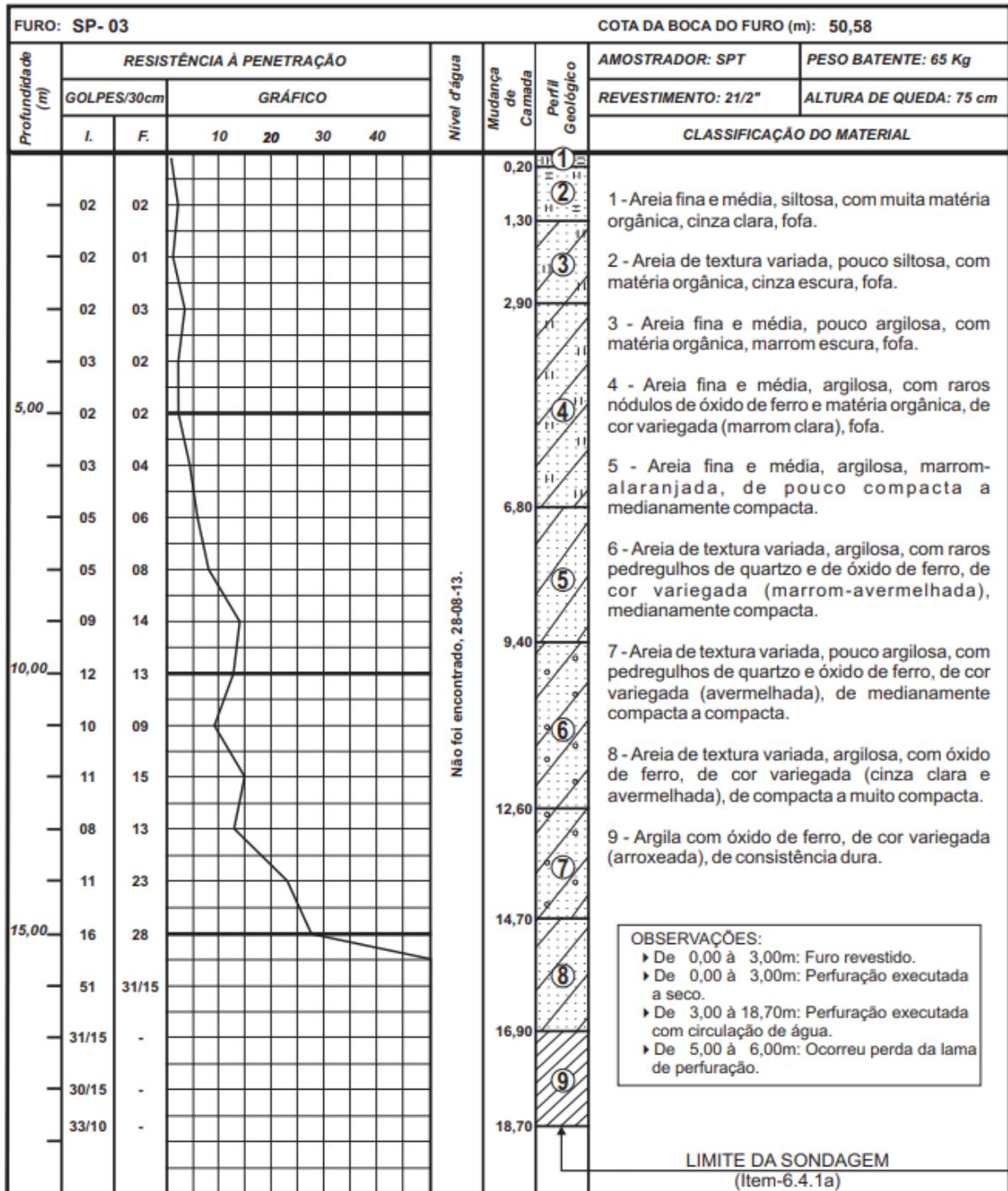
Fonte: Copesolo (2018)

**ANEXO B – SONDAGEM SP-02**



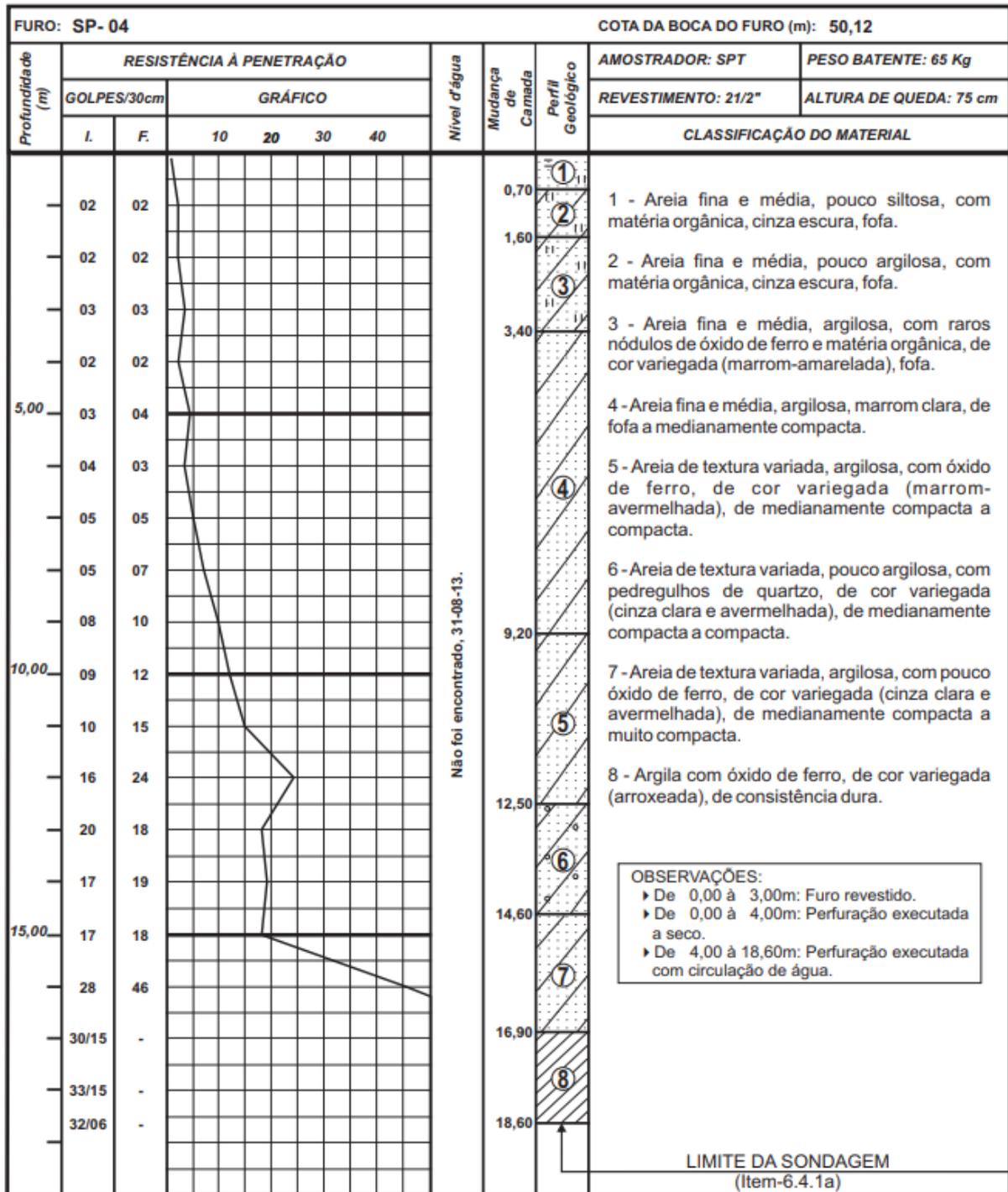
Fonte: Copesolo (2018)

**ANEXO C – SONDAAGEM SP-03**



Fonte: Copesolo (2018)

**ANEXO D – SONDAGEM SP-04**



Fonte: Copesolo (2018)