

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

FERNANDO CRISÓSTOMO MELLIA

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE EM SOLOS INTERMEDIÁRIOS
COMPACTADOS**

RECIFE

2017

FERNANDO CRISÓSTOMO MELLIA

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE EM SOLOS INTERMEDIÁRIOS
COMPACTADOS**

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

Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

RECIFE

2017

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

M526i	<p>Mellia, Fernando Crisóstomo. Interpretação de ensaios de piezocone em solos intermediários compactados / Fernando Crisóstomo Mellia. - 2017. 169 folhas, il., gráfs., tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017. Inclui Referências.</p> <p>1. Engenharia civil. 2. Ensaio de Piezocone. 3. Solos intermediários. 4. Solos compactados. I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador). II. Título.</p>
	<p>UFPE</p> <p>624 CDD (22. ed.)</p> <p>BCTG/2017-390</p>

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE EM SOLOS INTERMEDIÁRIOS
COMPACTADOS**

Defendida por

Fernando Crisóstomo Mellia

Considera o candidato APROVADO

Recife, 31 de agosto de 2017

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE

(orientador)

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra – UEPB

(examinador externo)

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior - UFRN

(examinador externo)

*Dedico este trabalho aos meus pais e a memória
de minha avó, Maria da Graça.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, Prof. Roberto Quental Coutinho, pela força, dedicação, apoio e pelo conhecimento transmitido.

À Empresa Damasco Penna, Engenharia Geotécnica, por disponibilizar os relatórios pertinentes aos ensaios de piezocone, os quais puderam ser analisados, interpretados e debatidos nesta dissertação.

A CAPES, pelo auxílio financeiro através da concessão de bolsa de estudo.

Agradeço a todos os professores da área de Geotecnia do PPGEC-UPFE pelos ensinamentos e contribuição a minha formação ao longo de todo o curso de mestrado.

Às minhas amigas, Tahyara Barbalho e Myckelle Ferreira pelos momentos de convivência, estudo e descontração.

À Raliny Mota pela contribuição, compreensão e apoio nos momentos decisivos.

Aos amigos, Danisete Pereira de Souza Neto e Higo Tavares Barbosa pelo material disponibilizado.

À minha família, em especial a minha querida tia Edite, ao meu avô Fernando e ao meu irmão Victor, por sempre estarem ao meu lado.

RESUMO

Os ensaios de *piezocone penetration test* (CPTU), são amplamente utilizados na geotecnia para determinação de perfis estratigráficos e parâmetros constitutivos de solo. A realização deste ensaio em campo a uma velocidade padrão de 2,0 cm/s, tende a apresentar comportamento drenado para solos com características arenosas e a demonstrar um comportamento não drenado em solos argilosos. No entanto, solos contendo misturas de areia, silte e argila (solos intermediários) podem apresentar condição parcialmente drenada. Essa situação requer cautela devido à falta de metodologia teórica para a interpretação de dados. Nesse contexto, o trabalho teve como objetivo avaliar as condições de drenagem em solos intermediários compactados provenientes da unidade geológica “Formação Barreiras” presente em um aterro localizado no município brasileiro de Itapissuma, estado de Pernambuco (PE). O programa de investigação para caracterização geotécnica do local incluiu ensaios de campo, tais como, perfis SPT, piezocone – CPTU, permeâmetro Guelph, coleta de amostras indeformadas (blocos) e ensaios laboratoriais, especificamente, ensaios de granulometria, limites de consistência, massa específica dos sólidos, compactação, ensaios oedométricos e ensaios de compressão triaxial drenados. A metodologia utilizada consistiu na realização de ensaios com piezocone em diferentes velocidades de cravação, para a avaliação de sua influência sobre os dados medidos em ensaio. Realizaram-se, além disso, ensaios oedométricos em amostras indeformadas, nas condições inundada e de umidade natural, para determinação do coeficiente de adensamento vertical na condição normalmente adensada. Estes foram correlacionados para obter uma estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (piezocone). Quanto à avaliação das condições de drenagem, utilizou-se o parâmetro de velocidade adimensional (V), aceitando as propostas de Randolph & Hope (2004), Schnaid (2009) e Dienstmann *et al.* (2017), que indicam a ocorrência de drenagem parcial para intervalos de velocidade adimensional entre 0,3 a 30, 10^{-1} a 10^{+2} e 0,01 a 10, respectivamente. Considerando as três propostas, o solo estudado, quando carregado nas diferentes velocidades de cravação (1,0 cm/s a 3,0 cm/s), demonstrou comportamento não drenado, entretanto, os ensaios à velocidade de 1,0 cm/s devem ser evitados por se encontrarem mais próximos a condição parcialmente drenada. Para os ensaios a velocidade padrão, a permeabilidade estimada ao longo do perfil encontrou-se na faixa entre 10^{-9} a 10^{-6} m/s, enquanto que para o ensaio do permeâmetro Guelph, os valores foram apresentados na ordem de 10^{-8} m/s. A partir da estimativa de resistência não drenada (S_u) proveniente dos ensaios à velocidade de 2,0 cm/s e 3,0 cm/s, verificaram-se valores na ordem de 150 kPa. De maneira geral, o material pôde ser enquadrado em duas zonas de classificação, que variam de argilas a silte argiloso. Estas condições possibilitam concluir que o estudo em solos intermediários necessita de atenção quanto às condições de drenagem, assumindo velocidades de cravação requeridas para as condições drenadas ou não drenadas, que permitam uma interpretação adequada das medidas de ensaio.

Palavras-chave: Ensaio de piezocone. Solos intermediários. Solos compactados.

ABSTRACT

The piezocone penetration test (CPTU), are widely used in geotechnics for the determination of stratigraphic profiles and constitutive soil parameters. The performance of this in situ test at a standard rate of 2.0 cm/s tends to present a fully drained condition for soils with sandy characteristics, and to show an undrained condition in clay soils. However, soils containing mixtures of sand, silt and clay (intermediate soils) may present a partially drained condition. This situation requires caution due to the lack of theoretical methodology for interpreting data. In this context, this paper is intended to evaluate the drainage conditions in compacted intermediate soils coming from the "Barreiras Formation" geological unit present in a landfill located in the Brazilian municipality of Itapissuma, Pernambuco State (PE). The investigation program for geotechnical site characterization included in situ tests, such as, SPT profiles, piezocone – CPTU, Guelph permeameter, undisturbed sample collection (blocks), and laboratory tests, specifically, trials for soil grading, consistency limits, real density of grains, compacting, oedometers and drained triaxial compression. The methodology used consisted of piezocone tests at different penetration rates, for the evaluation of their influence on the data measured in the test. In addition, oedometer tests on undisturbed samples under flooded and natural moisture conditions contributed to determining the vertical coefficient of consolidation in normally consolidated condition. These were correlated to obtain an estimate of the horizontal coefficient of consolidation (piezocone). Regarding the evaluate of drainage conditions, the normalized penetration velocity (V) was used, accepting the proposals by Randolph & Hope (2004), Schnaid (2009), and Dienstmann *et al.* (2017) which indicate the occurrence of partial drainage for a normalized penetration range between 0.3 to 30, 10^{-1} to 10^{+2} and 0.01 to 10, respectively. Considering the three proposals, the studied soil when loaded at the different cone penetration rates (1.0 cm/s to 3.0 cm/s), demonstrated undrained condition, however, tests at the rate of 1.0 cm/s should be avoided because they are closer to the partially drained condition. For the standard rate tests, the permeability estimated along the profile was in the ranges of 10^{-9} to 10^{-6} m/s, whereas for the Guelph permeameter test, values were presented in the order of 10^{-8} m/s. From the estimate of the undrained shear strength (S_u) from the tests at a penetration rates of 2.0 cm/s and 3.0 cm/s, values in the order of 150 kPa were verified. In general, the material could be classified into two classification zones, ranging from clays to clayey silt. These conditions make it possible to conclude that the study in intermediate soils needs attention on the drainage conditions, assuming penetration rates required for fully drained or undrained conditions, which allow proper interpretation of the test measurements.

Keywords: Piezocone test. Intermediate soil. Compacted soils.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - A evolução dos ensaios CPT e CPTU	22
Figura 2 - A evolução dos ensaios CPT e CPTU	23
Figura 3 - Principais componentes do equipamento.....	24
Figura 4 - Posições possíveis do elemento filtrante	25
Figura 5 - Sistema de cravação completo	26
Figura 6 - Calibração do piezocone.....	27
Figura 7 - Gráficos típicos de ensaio de piezocone	28
Figura 8 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos	30
Figura 9 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos	31
Figura 10 - K_0 como função de OCR e atrito lateral	38
Figura 11 - Determinação de n em função do OCR e do índice de plasticidade do solo	39
Figura 12 - Gráfico típico do ensaio de dissipação	41
Figura 13 - Variação (a) resistência do cone normalizada (b) excesso de poro-pressão normalizada, com a velocidade de penetração normalizada.....	47
Figura 14 - Efeito da velocidade de penetração normalizada sobre a resistência	48
Figura 15 - Efeito da velocidade de penetração normalizada sobre a variação do excesso de poro-pressão.....	48
Figura 16 - Efeito da velocidade de penetração normalizada sobre o parâmetro de poro-pressão	49
Figura 17 - Identificação das condições de drenagem.....	50
Figura 18 - Gráfico de identificação das condições de drenagem para o cone de 10 cm ² apresentando a relação entre os coeficientes de consolidação, velocidade de penetração e velocidade normalizada	51
Figura 19 - Efeito da velocidade normalizada sobre a resistência de ponta normalizada	52
Figura 20 - Efeito da velocidade normalizada sobre a poro-pressão normalizada.....	53
Figura 21 - Distribuição das poro-pressões de um perfil de solo não saturado.....	55
Figura 22 - Formatos típicos de curvas de retenção	57
Figura 23 - Curva de retenção de água do solo para 1,5 m de profundidade	59
Figura 24 - Teor de água, sucção e duas medidas de resistência do cone realizadas em estação seca e úmida.....	59
Figura 25 - Interferência da sucção nos valores de parâmetros geotécnicos estimados.....	60
Figura 26 - Curva de retenção de água do solo no estado natural: Sucção matricial versus teor de umidade gravimétrico	62
Figura 27 - Imagem de satélite da localização da área de estudo, acessada em 15/08/2016....	64
Figura 28 - Modelo esquemático da área de estudo	65
Figura 29 - Localização das sondagens de simples reconhecimento.....	67
Figura 30 - Esquema do Permeâmetro “Guelph”	68
Figura 31 - Cone e caixa de dados para ensaios CPTU.....	70
Figura 32 - Equipamento para cravação de ponteira CPTU, com capacidade de cravação de até 20 tf	70
Figura 33 - Corte esquemático da ponteira CPTU	71

Figura 34 - Sistema de saturação de pedras porosas	71
Figura 35 - Retirada das amostras indeformadas (blocos)	73
Figura 36 - Localização das amostras indeformadas, ensaios CPTU e ensaios de permeabilidade.....	75
Figura 37 - Limites de Atterberg dos solos	77
Figura 38 - Pluviômetro Ville de Paris instalado na área de estudo.....	79
Figura 39 - Coeficientes de consolidação (m^2/s) (de Leroueil & Hight, 2003) e resultados das argilas de Suape	82
Figura 40 - Média dos valores de precipitação acumulada para os meses de 2005 a 2015.....	94
Figura 41 - Valores de precipitação acumulada para meses de agosto a dezembro de 2015 ...	95
Figura 42 - Valores de precipitação acumulada para o mês de setembro de 2015.....	96
Figura 43 - Valores de precipitação acumulada para o mês de dezembro de 2015.....	97
Figura 44 - Perfil geotécnico típico da área A – seção 1	99
Figura 45 - Perfil geotécnico típico da área A – seção 2	100
Figura 46 - Perfil geotécnico típico da área B – seção 3	101
Figura 47 - Perfil geotécnico típico da área B – seção 4	102
Figura 48 - Resultados do ensaio “Guelph” da vertical 1. Permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo (ϕ_m), umidade inicial e final	104
Figura 49 - Resultados do ensaio “Guelph” da vertical 5. Permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo (ϕ_m), umidade inicial e final	105
Figura 50 - Gráficos do ensaio CPTU-01	106
Figura 51 - Gráficos do ensaio CPTU-02	107
Figura 52 - Gráficos do ensaio CPTU-03	108
Figura 53 - Sobreposição dos gráficos dos ensaios CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03.....	109
Figura 54 - Gráficos do ensaio CPTU-01A	110
Figura 55 - Gráficos do ensaio CPTU-01B	111
Figura 56 - Gráficos do ensaio CPTU-03A	111
Figura 57 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-01	112
Figura 58 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-02	113
Figura 59 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-03	114
Figura 60 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-01B	115
Figura 61 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-01	117
Figura 62 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-02	118
Figura 63 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-03	119
Figura 64 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-01B.....	120
Figura 65 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-01	123
Figura 66 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-02	124
Figura 67 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-03	125
Figura 68 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-01B.....	126
Figura 69 - Curva granulométrica típica do solo SM – Bloco 1.....	129

Figura 70 - Curva granulométrica típica do solo SC – Bloco 6	129
Figura 71 - Curva granulométrica típica do solo CL – Bloco 7	130
Figura 72 - Carta de plasticidade com a classificação da fração fina do solo encontrado em cada bloco indeformado.....	131
Figura 73 - Curva de compressibilidade - Bloco 4.....	135
Figura 74 - Curva de compressibilidade - Bloco 5.....	135
Figura 75 - Curva de compressibilidade - Bloco 6.....	136
Figura 76 - Curva de compressibilidade - Bloco 7	136
Figura 77 - Curva de compressibilidade - Bloco 10.....	137
Figura 78 - Curva de compressibilidade - Bloco 11	137
Figura 79 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 4.....	139
Figura 80 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 5.....	139
Figura 81 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 6.....	140
Figura 82 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 7.....	140
Figura 83 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 10.....	141
Figura 84 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 11.....	141
Figura 85 - Gráficos Profundidade x I_{cRW} para classificação dos solos a partir dos ensaios CPTU-01 e CPTU-01B.....	142
Figura 86 - Curva granulométrica típica do solo SC - Bloco 6	143
Figura 87 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 7	143
Figura 88 - Classificação do solo através da sondagem SP-01	144
Figura 89 - Gráfico Profundidade x I_{cRW} para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-02.....	145
Figura 90 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 4.....	146
Figura 91 - Curva granulométrica típica do solo SC - Bloco 5	146
Figura 92 - Classificação do solo através da sondagem SP-11	147
Figura 93 - Gráfico Profundidade x I_{cRW} para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-03.....	148
Figura 94 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 10.....	149
Figura 95 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 11	149
Figura 96 - Classificação do solo através da sondagem SP-05	150
Figura 97 - Gráficos de permeabilidade do ensaio CPTU-02	152
Figura 98 - Gráficos de permeabilidade do ensaio CPTU-03	153
Figura 99 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-01 e SP-01	156
Figura 100 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-01B e SP-01 ..	157
Figura 101 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-02 e SP-11	158
Figura 102 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-03 e SP-05	159

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de solos por tipo de comportamento	30
Tabela 2 - Limites dos índices I_c e I_{cRW} e relação com as zonas de comportamento do solo...	32
Tabela 3 - Potencialidades do CPT e CPTU.....	33
Tabela 4 - Aplicabilidade do ensaio CPTU para estimativa de parâmetros de solo.....	34
Tabela 5 - Anisotropia de permeabilidade em argilas	42
Tabela 6 - Estimativa do coeficiente de permeabilidade (k) a partir do tipo de comportamento do solo (SBT).....	44
Tabela 7 - Composição granulométrica do solo c/ defloculante	58
Tabela 8 - Composição granulométrica do solo	61
Tabela 9 - Índices físicos das amostras do solo a 1,5 metros de profundidade para determinação da curva de retenção de água do solo	62
Tabela 10 - Quadro resumo de perfuração da primeira campanha de ensaios	72
Tabela 11 - Quadro resumo de perfuração da segunda campanha de ensaios.....	72
Tabela 12 - Síntese da localização, profundidade e data de retirada dos blocos.....	74
Tabela 13 - Classificação dos grãos constituintes do solo.....	76
Tabela 14 - Resumo dos ensaios oedométricos realizados.....	78
Tabela 15 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 4 na condição inundada	83
Tabela 16 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 5 na condição inundada.....	83
Tabela 17 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 6 na condição inundada.....	83
Tabela 18 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 7 na condição inundada.....	83
Tabela 19 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 10 na condição inundada.....	84
Tabela 20 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 11 na condição inundada.....	84
Tabela 21 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 4 na condição de umidade natural	84
Tabela 22 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 5 na condição de umidade natural	84
Tabela 23 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 6 na condição de umidade natural	85
Tabela 24 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 7 na condição de umidade natural	85
Tabela 25 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 10 na condição de umidade natural	85
Tabela 26 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 11 na condição de umidade natural	85
Tabela 27 - Valores de C_v (oed) correspondentes a cada ensaio de piezocone	86
Tabela 28 - Valores estimados de C_v (NA) em campo.....	87
Tabela 29 - Valores estimados de C_h (NA) em campo.....	88
Tabela 30 - Valores de C_h (piezocone) e dos índices de adensamento para condição inundada	88
Tabela 31 - Valores de C_h (piezocone) e dos índices de adensamento para condição de umidade natural	89
Tabela 32 - Valores das velocidades adimensionais para os ensaios da primeira campanha...	89
Tabela 33 - Valores das velocidades adimensionais para os ensaios da segunda campanha ...	90
Tabela 34 - Intervalos de velocidade que acarretariam em condição parcialmente drenada....	91
Tabela 35 - Intervalos de velocidade que acarretariam em condição parcialmente drenada....	92
Tabela 36 - Intervalos de velocidade que acarretariam em condição parcialmente drenada....	93
Tabela 37 - Precipitações do mês de setembro (Pluviômetro da área estudada).....	95

Tabela 38 - Precipitações do mês de dezembro (Pluviômetro da área estudada).....	96
Tabela 39 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final	103
Tabela 40 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final	103
Tabela 41 - Valores típicos de permeabilidade	109
Tabela 42 - Composição granulométrica, limite de consistência, massa específica dos sólidos e classificação do solo.	128
Tabela 43 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 4	132
Tabela 44 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 5	132
Tabela 45 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 6	133
Tabela 46 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 7	133
Tabela 47 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 10	134
Tabela 48 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 11	134
Tabela 49 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final	152
Tabela 50 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final	153

LISTA DE ABREVIATURAS, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

ϕ' - Ângulo de atrito interno efetivo

σ_{vo} - Tensão total vertical

σ'_{vo} - Tensão efetiva vertical

σ'_{vm} - Tensão de pré-adensamento

ρ_s - Massa específica dos sólidos

ν - Coeficiente de Poisson

Ψ - Parâmetro de estado

ϕ_m - potencial mátrico

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM - American Society for Testing and Materials

a - Razão entre as áreas desiguais do cone ($= A_N/A_T$)

A_N - Área interna da seção transversal do cone

A_T - Área externa da seção transversal do cone

B_q - Parâmetro de poro-pressão

c' - Coesão efetiva

C_h - Coeficiente de adensamento horizontal

CID - *Consolidated Isotropically Drained Test*

CPT - *Cone Penetration Test*

CPTU - *Piezocone Penetration Test*

CTG - Centro de Tecnologia e Geociências

C_v - Coeficiente de adensamento vertical

d - Diâmetro do cone/piezocone

D_r - Densidade relativa

e - Índice de vazios natural

E - Módulo de deformabilidade

f_s - Atrito lateral

F_r - Razão de atrito normalizada

g - Constante de aceleração gravimétrica ($g = 9,8 \text{ m/s}^2$)

G - Módulo de cisalhamento

G_0 - Módulo de cisalhamento a pequenas deformações (máximo)

I_c - Índice de comportamento do tipo de solo

I_p - Índice de plasticidade
 I_r - Índice de rigidez
 K_0 - Coeficiente de empuxo no repouso
 K_{fs} - Coeficiente de permeabilidade saturada
 k - Coeficiente de permeabilidade
 k_h - Coeficiente de condutividade hidráulica horizontal
 k_v - Coeficiente de condutividade hidráulica vertical
 M - Módulo oedométrico
NBR - Norma brasileira
 N_{kt} - Fator de capacidade de carga
OCR - Razão de pré-adensamento
 q_c - Resistência de ponta medida do cone/piezocone
 q_t - Resistência real mobilizada no piezocone
 Q_t - Resistência à penetração normalizada
 Q_m - Resistência à penetração normalizada redefinida por Robertson (2004)
 q_{tdr} - Resistência à penetração medida em condição drenada
 $q_{t\bar{n}}$ - Resistência à penetração medida em condição não drenada
 R - Raio do piezocone
 R_f - Razão de atrito
RR/CR - Correção dos efeitos de pré-adensamento
 S - Grau de saturação
SCPT - Cone sísmico
SBT - Soil behaviour type
SPT - *Standard penetration test*
 S_r - Grau de saturação
 S_t - Sensibilidade da argila
 S_u - Resistência ao cisalhamento não-drenada
 t_{50} - Tempo de dissipação correspondente a 50 % de dissipação do excesso de poro-pressão
 T^* - Fator tempo adimensional
 U - Grau de drenagem
 u_2 - Poro-pressão gerada medida na base da luva
 u_1 - Poro-pressão gerada medida na ponta do cone
 u_0 - Pressão hidrostática

u_a - Pressão do ar

u_w - Pressão da água

UFPE - Universidade Federal de Pernambuco

v - Velocidade de cravação do cone/piezocone

V - Velocidade adimensional

V_s - Velocidade da onda de cisalhamento

w - Teor de umidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA	20
1.1.1	Objetivos gerais.....	20
1.1.2	Objetivos específicos.....	20
1.2	CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1	HISTÓRICO DO ENSAIO DE PIEZOCONE	22
2.2	PROCEDIMENTOS E EQUIPAMENTOS DOS ENSAIOS CPT/CPTU	24
2.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS CPTU	26
2.4	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	29
2.5	POTENCIALIDADE DOS ENSAIOS CPT/CPTU E APLICABILIDADE DO ENSAIO CPTU	33
2.6	INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE PIEZOCONE	34
2.6.1	Obtenção de parâmetros através de ensaio de piezocone para solos argilosos: 35	
2.6.1.1	Resistência ao cisalhamento não drenada.....	35
2.6.1.2	História de tensões.....	36
2.6.1.3	Estado de tensões.....	37
2.6.1.4	Módulo de deformabilidade.....	39
2.6.1.5	Coefficientes de adensamentos	40
2.6.2	Obtenção de parâmetros através de ensaio de piezocone para solos arenosos: 42	
2.6.2.1	Resistência ao cisalhamento (D_r e ϕ').....	42
2.6.3	Obtenção de parâmetros através de ensaio de piezocone comuns a diversos tipos de solos:.....	43
2.6.3.1	Condutividade hidráulica.....	43
2.6.3.2	Módulo de deformabilidade.....	44
2.6.4	Avaliação das condições de drenagem em solos intermediários através do ensaio de piezocone:	45
2.7	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA EM SOLOS NÃO SATURADOS	54
2.7.1	Influência da umidade e succção no comportamento de solos intermediários e não saturados	54
2.7.2	Influência da variabilidade de umidade e succção nas medidas de ensaios de cone realizados em solos tropicais não saturados	58
2.7.3	Curva típica de retenção de água para solos intermediários da Formação Barreiras.....	61

3	METODOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO	64
3.1	DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA ESTUDADA	64
3.1.1	Geologia local	66
3.2	METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	66
3.2.1	Ensaio de campo	66
3.2.1.1	Sondagens de simples reconhecimento com SPT	66
3.2.1.2	Ensaio do permeâmetro “Guelph”	67
3.2.1.3	Ensaio de piezocone	69
3.2.1.3.1	<i>Programa dos ensaios de piezocone</i>	72
3.2.2	Amostragem	73
3.2.3	Ensaio de laboratório	75
3.2.3.1	Ensaio de caracterização física dos solos	76
3.2.3.2	Ensaio oedométrico duplo	77
3.3	AVALIAÇÃO DA VARIABILIDADE TEMPORAL NA ÁREA EM ESTUDO	79
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	81
4.1	RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM	81
4.1.1	Determinação dos coeficientes de adensamento	81
4.1.2	Determinação das velocidades normalizadas e das velocidades de penetração que devem ser evitadas	89
4.1.2.1	Segundo proposta de Randolph & Hope (2004)	90
4.1.2.2	Segundo proposta de Schnaid (2009)	91
4.1.2.3	Segundo proposta de Dienstmann <i>et al.</i> (2017)	92
4.2	RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DA VARIABILIDADE TEMPORAL	94
4.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	98
4.3.1	Sondagem de simples reconhecimento	98
4.3.2	Ensaio do Permeâmetro “Guelph”	103
4.3.3	Ensaio de piezocone	106
4.3.3.1	Estimativa da resistência ao cisalhamento não drenado para os ensaios a velocidade padrão	112
4.3.3.2	Classificação do solo e estratigrafia do terreno	115
4.3.3.2.1	<i>Comparação entre os gráficos normalizados (SBTn) e não normalizados (SBT)</i>	121
4.4	RESULTADOS DAS CAMPANHAS DE ENSAIOS EM LABORATÓRIO E CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL ENCONTRADO	127
4.4.1	Ensaio de caracterização física	127

4.4.2	Resultados dos ensaios oedométricos.....	131
4.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS ESTIMADOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE E OS OBTIDOS POR MEIO DE ENSAIOS EM LABORATÓRIO E CAMPO.....	142
4.5.1	Classificação dos solos através do ensaio de piezocone, por meio das análises das curvas granulométricas e pela classificação dos solos de acordo com as sondagens de simples reconhecimento	142
4.5.2	Comparação entre a estimativa de permeabilidade através do ensaio de piezocone e permeâmetro “Guelph”	151
4.5.3	Comparação entre os valores de resistência obtidos através do ensaio de piezocone e pelas sondagens de simples reconhecimento com medida de N_{SPT}	155
5	CONCLUSÕES.....	163
5.1	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	164
	REFERÊNCIAS.....	165

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de CPTU (*piezocone penetration test*) são amplamente utilizados na engenharia geotécnica para determinação de perfis estratigráficos e parâmetros constitutivos de solos. A realização destes ensaios em sua velocidade padrão de 2,0 cm/s, tendem a apresentar comportamento drenado para solos com características arenosas e tendem a demonstrar um comportamento não drenado em solos argilosos.

Metodologias e correlações para esses tipos de solos já se encontram na literatura de forma sólida e consagrada. Entretanto as condições geológicas, geotécnicas e geomorfológicas dos solos encontrados na natureza são muito variáveis, motivo pelo qual nem sempre é viável a utilização de correlações sem uma devida avaliação preliminar. Materiais contendo misturas de areia, silte e argila (solos intermediários), amplamente encontrados em depósitos naturais, podem apresentar condição parcialmente drenada. Essa situação requer cautela devido à falta de metodologia teórica para a interpretação de dados resultantes do ensaio.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a identificação das condições de drenagem impostas à solos intermediários durante o carregamento do ensaio de piezocone é de fundamental importância, pois apenas em condições drenadas ou não drenadas é possível ser realizada a correta interpretação dos resultados. Tendo em vista que, drenagem parcial altera o estado de tensões em torno da sonda piezométrica e, como esse estado de tensões não pode ser quantificado, os resultados dos ensaios, nessa condição, não devem ser utilizados na estimativa de parâmetros do solo.

Além da avaliação de drenagem, outro aspecto a ser considerado para a adequada caracterização geotécnica da área de estudo, através de ensaios de piezocone em solos compactados não saturados, trata-se da variabilidade temporal que altera as medidas de umidade e sucção do solo e influencia o seu comportamento mecânico.

Nesse contexto, o trabalho tem como objetivo analisar ensaios de piezocone em solos intermediários compactados provenientes da unidade geológica “Formação Barreiras” presente em um aterro localizado no município brasileiro de Itapissuma, estado de Pernambuco (PE). Foi utilizado uma metodologia de investigação e caracterização

geotécnica a partir de ensaios de campo e laboratório, para que dessa forma, fosse possível contribuir com o avanço do conhecimento dentro do tema abordado.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.1.1 Objetivos gerais

Este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento dos solos intermediários compactados quando carregados através de ensaios de piezocone.

1.1.2 Objetivos específicos

- Identificar as condições de drenagem do material estudado, verificando os diferentes intervalos de velocidades de cravação que devem ser evitados para a adequada utilização das medidas do ensaio CPTU;
- Avaliar a existência da variação de umidade e sucção do solo no período que compreende a execução das campanhas do ensaio CPTU;
- Realizar estudos geotécnicos de um aterro compactado, a partir de ensaios laboratoriais e *in situ* para determinação do perfil estratigráfico, e dos parâmetros geotécnicos relevantes.
- Comparar os dados dos ensaios de piezocone com dados obtidos em laboratório (curvas granulométricas) e campo (sondagens SPT e permeâmetro “Guelph”), de acordo com a classificação do material, parâmetros de permeabilidade e, medidas de resistências.

1.2 CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

O primeiro capítulo tem a finalidade de apresentar a relevância do tema de estudo e os objetivos desta dissertação.

No segundo capítulo é feita uma revisão da literatura para ampliar o entendimento do tema abordado. Expõe-se um breve histórico do ensaio de piezocone, formas de procedimentos, potencialidades, aplicabilidades, interpretação de resultados típicos, assim como, as metodologias para classificação dos solos, obtenção de parâmetros geotécnicos e avaliação das condições de drenagem. Abordam-se, ainda, os fatores que influenciam o comportamento de solos não saturados.

No terceiro capítulo apresenta-se a metodologia para a caracterização geotécnica da área em estudo, contemplando os ensaios de campo e laboratório.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de campo, laboratório, da avaliação das condições de drenagem e da variabilidade temporal para a área em estudo. Ao final, são realizadas comparações entre os dados estimados dos ensaios de piezocone e os obtidos pela caracterização geotécnica.

O quinto capítulo destina-se à descrição das conclusões obtidas com o término do trabalho e às sugestões para futuras pesquisas.

Ao final, são listadas as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DO ENSAIO DE PIEZOCONE

O ensaio de cone (CPT - *cone penetration test*) foi desenvolvido na Holanda por volta dos anos de 1930, especificamente no Laboratório de Mecânica dos Solos na cidade Delft, sendo por isso também conhecido como ensaio de cone holandês. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), as primeiras referências aos ensaios foram feitas por Barentsen, 1936; Boonstra, 1936, solidificando-se a partir da década de 1950 (por exemplo, Begemann, 1965).

Inicialmente os ensaios de cones eram mecânicos e em alguns casos a cravação se dava de forma manual, conforme pode ser observado na Figura 1. Nessa época o equipamento apenas possuía um dispositivo para leitura da resistência de ponta.

Figura 1 - A evolução dos ensaios CPT e CPTU



Fonte: (GOUDA GEO-EQUIPMENT B.V., 2016)

A partir do final da década de 40 a cravação passou a ser mecânica em todos os casos, como apresentado na Figura 2. Lunne *et al.* (1997) relatam que em 1953 Begemann incorporou aos cones um dispositivo para leitura de atrito lateral e em 1965 propôs que a razão de atrito poderia ser utilizada para classificar a estratigrafia do terreno pelo tipo de comportamento do solo.

Figura 2 - A evolução dos ensaios CPT e CPTU



Fonte: (GOUDA GEO-EQUIPMENT B.V., 2016)

De acordo com Klahold (2013), na década de 1970 as leituras de poro-pressão foram reconhecidas como importantes para interpretação de ensaios de cone, sendo inicialmente medidas por meio de piezômetro elétrico realizados em vertical adjacente ao ensaio CPT e apenas no início dos anos de 1980 é que foi relatado ensaios de piezocone que já apresentavam medidas simultâneas de resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão.

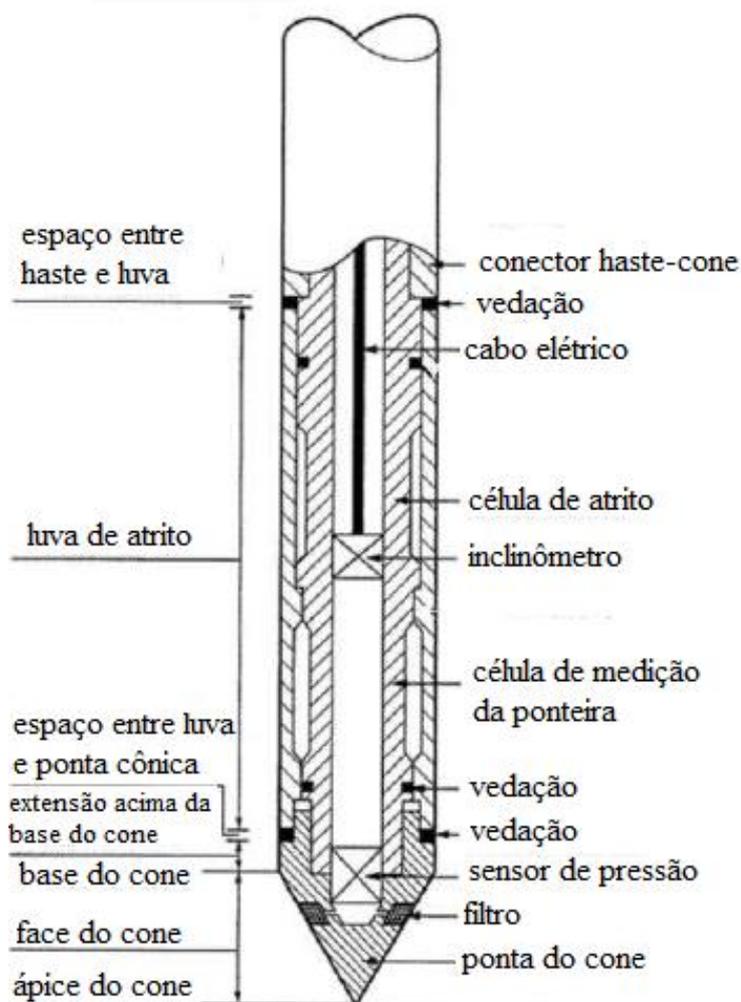
Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), no Brasil o ensaio de cone vem sendo empregado desde o final da década de 1950, utilizado inicialmente apenas para projetos “*offshore*” em plataformas marítimas para prospecção de petróleo, entretanto, na década de 1990, houve um crescente interesse comercial pelo ensaio de cone, impulsionado por pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras.

Na atualidade, o ensaio é amplamente executado, sendo visto como uma ferramenta rotineira para obtenção de diversos parâmetros da geotecnia e, conseqüentemente, para a elaboração de projetos geotécnicos.

2.2 PROCEDIMENTOS E EQUIPAMENTOS DOS ENSAIOS CPT/CPTU

O procedimento do ensaio de cone consiste na cravação, no terreno, de uma ponteira cônica com vértice de 60° a uma velocidade constante de 2,0 cm/s. O cone tem seção transversal, em geral, de 10 cm². A Figura 3 mostra o detalhamento do cone e a terminologia dos principais componentes integrantes.

Figura 3 - Principais componentes do equipamento



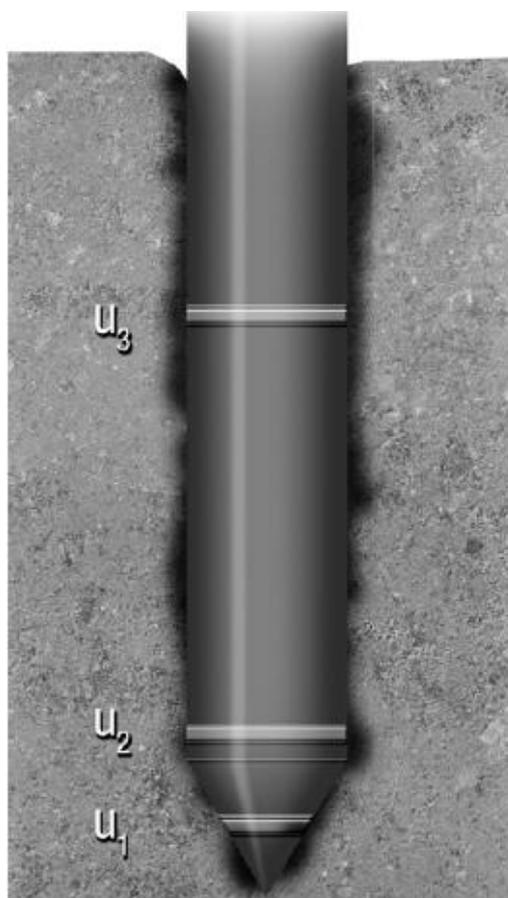
Fonte: (Adaptado de Lunne *et al.*, 1997)

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que o equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas, geralmente hidráulico, sendo os cilindros hidráulicos acionados por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão permite o controle da velocidade de

cravação durante o ensaio. A penetração é realizada através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1,0 m, seguida da retração dos cilindros hidráulicos para posicionamento de nova haste. As células de medição instaladas na ponteira enviam sinais analógicos por meio de um cabo que passa pelo interior das hastes de cravação, sendo conectado a um conversor analógico/digital ligado a um microcomputador que processa os dados através de um software que registra as leituras das células de carga e salva as informações para utilização posterior.

Durante o ensaio de piezocone é registrado de forma contínua a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poro-pressão (u) gerada durante a cravação do elemento cônico no solo, comumente medida na base da luva, posição u_2 , conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4 - Posições possíveis do elemento filtrante



Fonte: (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Ensaio de piezocone quando associados a ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão são particularmente úteis para avaliar as condições de drenagem e consolidação dos depósitos.

Neste caso, é interrompida a cravação em uma dada profundidade e monitora-se a dissipação do excesso de poro-pressão com o tempo.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a posição do elemento filtrante é um aspecto importante ao ensaio de piezocone. Na literatura não existe consenso quanto à sua localização. A escolha de uma posição em particular – ponta (u_1), base (u_2) ou luva (u_3) do cone – dependerá da aplicação dada às poro-pressões registradas no ensaio.

A Figura 5 apresenta um modelo de sistema de cravação completo para a execução dos ensaios de cone. A escolha do sistema mais adequado a cada situação depende principalmente das condições de acessibilidade e das características do solo investigado.

Figura 5 - Sistema de cravação completo



Fonte: (Schnaid e Odebrecht, 2012)

2.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS CPTU

No ensaio de piezocone os resultados são geralmente apresentados em forma de gráficos. Grandezas medidas como a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), geram um parâmetro conhecido como razão de atrito (R_f), conforme a equação (1). A partir das medidas de poro-pressões geradas durante o processo de cravação, surge o parâmetro de poro-pressão (B_q), apresentado na equação (2). Ambos os parâmetros citados auxiliam na classificação do solo.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (1)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

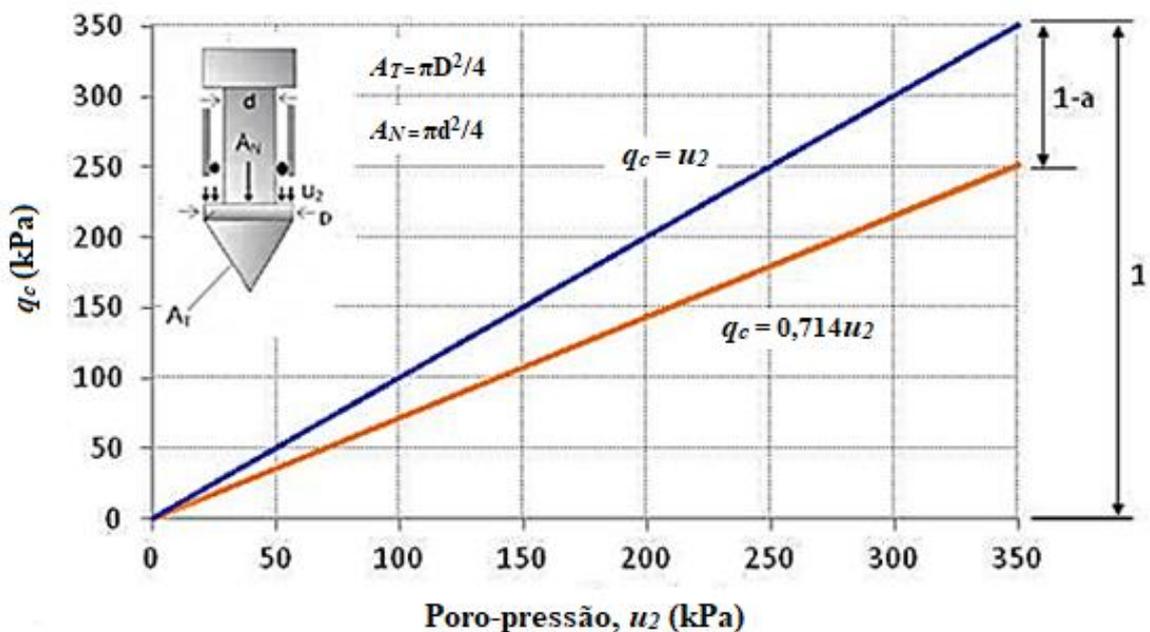
Onde, u_2 é a poro-pressão medida na base da sonda piezométrica, u_0 é a poro-pressão de equilíbrio, q_t é a resistência real mobilizada e σ_{v0} é a tensão vertical total na profundidade.

No entanto, devido as medidas de resistência à penetração serem influenciadas pelo efeito das poro-pressões atuando em áreas desiguais da geometria do cone, é necessário conhecer as poro-pressões medidas na base do cone, u_2 , para calcular a resistência real mobilizada no ensaio, q_t , expressa pela equação (3).

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (3)$$

Onde, q_t é a resistência real mobilizada no ensaio e $a = A_N/A_T$ é a razão entre as áreas desiguais. O coeficiente a é obtido através de procedimento de calibração laboratorial, conforme mostrado na Figura 6.

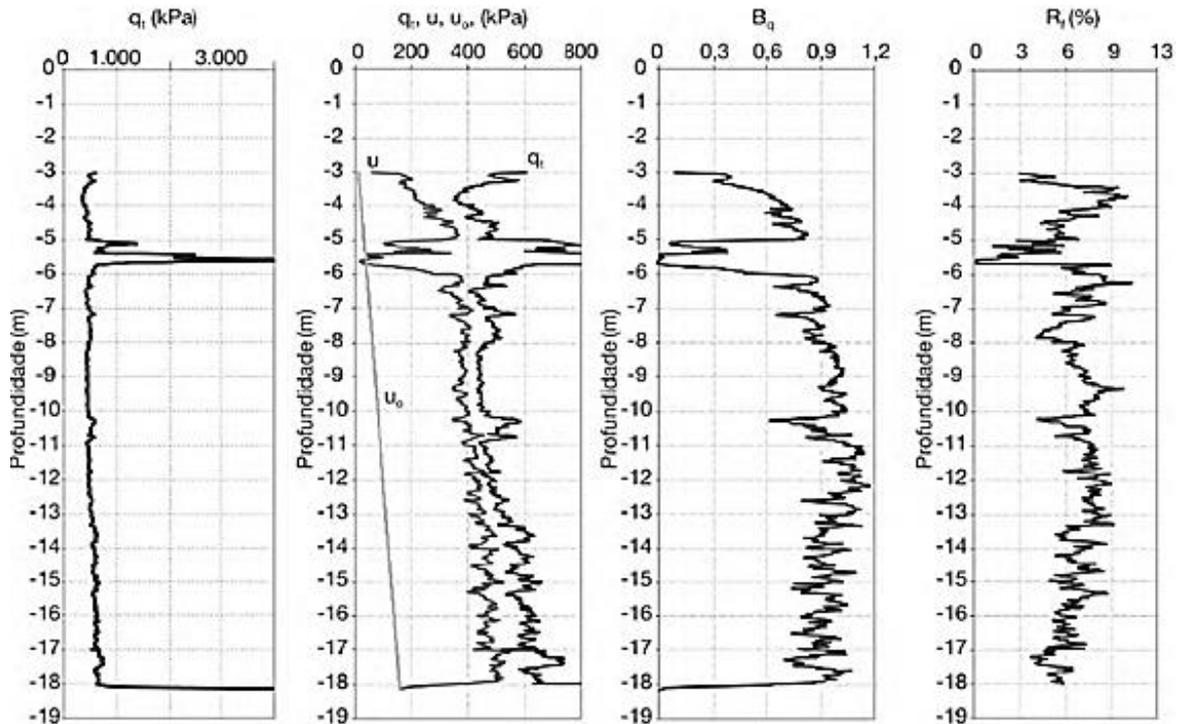
Figura 6 - Calibração do piezocone



Fonte: (Adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012)

Na Figura 7 são apresentados gráficos típicos dos ensaios de piezocone, no qual as medidas contínuas de resistência e poro-pressão (q_t , R_f , u_0 , u e B_q) são plotadas ao longo da profundidade para identificação precisa das camadas de solo.

Figura 7 - Gráficos típicos de ensaio de piezocone



Fonte: (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), uma camada de argila mole é identificada por baixos valores de q_t combinados a altos valores de poro-pressão, enquanto que, uma camada de areia é indicada por altos valores de q_t combinados a poro-pressão próxima à hidrostática.

No perfil apresentado percebe-se a existência de duas camadas de argila mole, caracterizadas por baixos valores de resistência de ponta q_t e geração de excesso de poro-pressão u_2 , juntamente com altos valores de B_q . Entre essas duas camadas de argila mole, no intervalo de 5 a 6 metros de profundidade, observa-se a ocorrência de uma camada de areia, detectada pelo aumento significativo da resistência de ponta q_t e dos valores de poro-pressão chegando à zero (pressão hidrostática).

2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação dos solos através do ensaio de piezocone é feita, comumente, na forma de ábacos. Esse método utiliza as grandezas medidas nos ensaios de piezocone (q_t ou q_c , f_s e u_2), permitindo assim, definir o tipo de solo, uma vez que a classificação dos solos por meio da determinação direta de suas características granulométricas não é possível devido à ausência de coleta de amostras durante o ensaio.

Dessa forma, a classificação dos solos por meio de ensaios de cone é feita de maneira indireta. O procedimento de classificação é estabelecido com base em padrões de comportamento e definido pela sigla SBT (Soil Behaviour Type). Existem diversas propostas de gráficos para classificação dos solos através de ensaios de cone na literatura.

Robertson & Campanella (1983) apresentam um ábaco no qual relacionam R_f e q_c . No entanto, esses procedimentos de classificação não consideram o aumento dos valores de resistência de ponta e atrito lateral com a profundidade devido às tensões de confinamento.

Dessa forma, gráficos expressos em função de parâmetros normalizados foram incluídos com o objetivo de corrigir esses efeitos. Robertson (1990) propõe a inclusão do parâmetro de poro-pressão (B_q) e expande o método com resultados plotados em dois ábacos, $Q_t \times F_r(\%)$ e $Q_t \times B_q$, conforme pode ser observado na Figura 8.

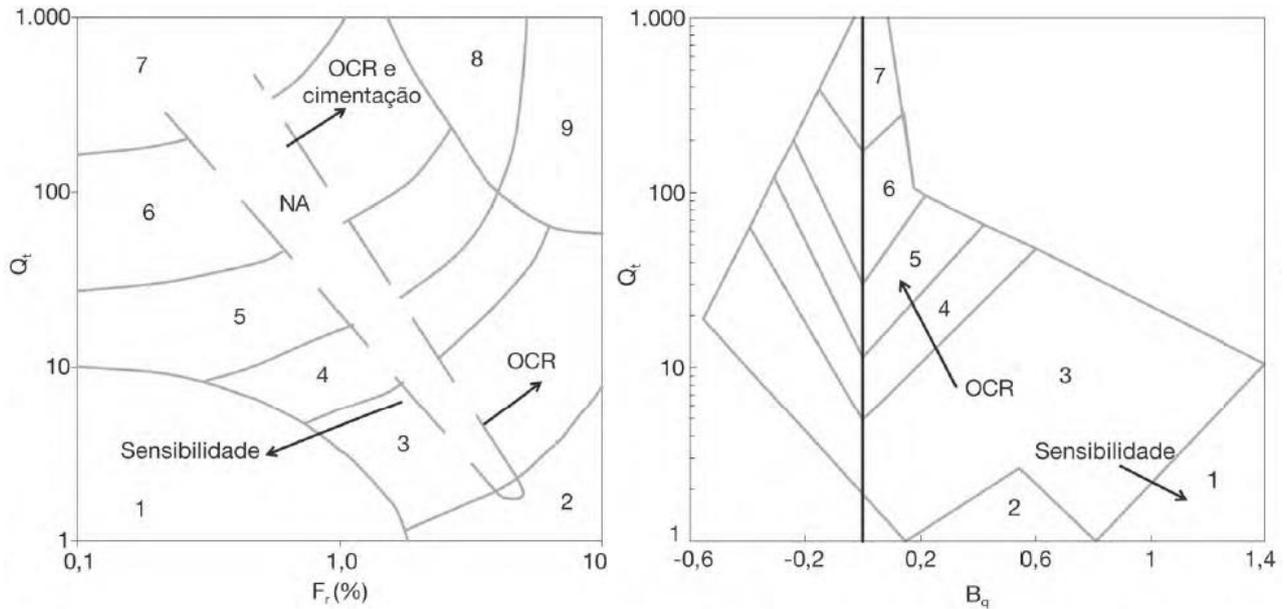
A resistência de ponta normalizada (Q_t) e a razão de atrito normalizada (F_r) podem ser vistos nas equações (4) e (5) respectivamente.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100\% \quad (5)$$

Onde, σ'_{v0} é a tensão efetiva vertical ($\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$)

Figura 8 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos



Fonte: (Robertson, 1990)

Nessa proposta são classificadas nove zonas, as quais têm o propósito de identificar materiais de diferentes tipos de comportamento, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação de solos por tipo de comportamento

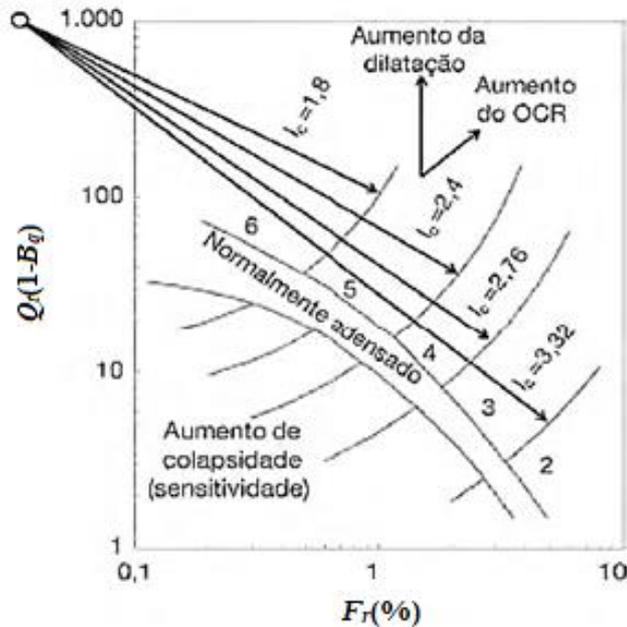
Zona	Tipos de Solos
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – argilas siltosas
4	Argilas siltosa – silte argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulhos – areias
8	Areias – areias limpas
9	Areias finas rígidas

Fonte: (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Contribuições de Jefferies & Davies (1993) modificaram a proposta de classificação de Robertson (1990), relacionando em uma única análise os parâmetros normalizados de

resistência de ponta, poro-pressão e razão de atrito, gerando um ábaco $Q_t(1-B_q) \times F_r$ que limita as regiões através de círculos concêntricos, como pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos



Fonte: (Jefferies & Davies, 1993)

Jefferies e Davies (1993) definiram ainda o índice de classificação do material (I_c = material classification index) mostrado na equação (6).

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (6)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que a metodologia baseada no valor de I_c , pode ser utilizada também como um guia para identificar as condições de drenagem em obras de engenharia. Assim, considera-se que solos com $I_c < 1,8$ apresentam comportamento drenado e solos com $I_c > 2,76$ demonstram comportamento não drenado.

A proposta do I_c de Jefferies & Davies (1993) foi modificada por Robertson & Wride (1998), na qual o índice de classificação do material (I_{cRW}) é determinado conforme equação (7).

$$I_{cRW} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 + \log(F_r)\}^2} \quad (7)$$

Nesta proposta, o valor da resistência normalizada da ponta do cone é redefinido pela equação (8) (ROBERTSON, 2004).

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (8)$$

Onde, $\sigma_{atm} = 1$ atmosfera (≈ 1 bar 100 kPa) e o expoente $n = 1$ para argilas ($I_{cRW} > 2,95$); $n = 0,75$ para solos siltosos; e $n = 0,5$ para areias ($I_{cRW} < 2,05$).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), pode-se utilizar um procedimento iterativo para a determinação de n para solos intermediários, definido pelo próprio valor de I_{cRW} e para o nível de tensão efetiva normalizada, conforme equação (9) proposta por Robertson (2009).

$$n = 0,381I_{cRW} + 0,05 \left(\sigma'_{v0} / \sigma_{atm} \right) - 0,15 \leq 1,0 \quad (9)$$

A Tabela 2 contempla os valores limites de comportamento do solo, segundo os índices I_c e I_{cRW} , assim como, a referência com a zona de comportamento do solo apresentada por Robertson (1990).

Tabela 2 - Limites dos índices I_c e I_{cRW} e relação com as zonas de comportamento do solo

Classificação do solo	Nº da zona	Índice I_c	Índice I_{cRW}
Argilas orgânicas	2	-	$I_{cRW} > 3,60$
Argilas	3	$2,82 < I_c < 3,22$	$2,95 < I_{cRW} < 3,60$
Misturas de siltes	4	$2,54 < I_c < 2,82$	$2,60 < I_{cRW} < 2,95$
Misturas de areias	5	$1,90 < I_c < 2,54$	$2,05 < I_{cRW} < 2,60$
Areias	6	$1,25 < I_c < 1,90$	$1,31 < I_{cRW} < 2,05$
Areias com pedregulho	7	$I_c < 1,25$	$I_{cRW} < 1,31$

Fonte: (Modificado de Schnaid e Odebrecht, 2012)

2.5 POTENCIALIDADE DOS ENSAIOS CPT/CPTU E APLICABILIDADE DO ENSAIO CPTU

O conhecimento das potencialidades dos ensaios de cone e piezocone são de extrema importância para o entendimento dos parâmetros geotécnicos que podem ser estimados a partir destes ensaios. A aplicabilidade do ensaio fornece informações a respeito do grau de confiabilidade que determinado parâmetro passível de ser estimado tem de ser utilizado de forma segura.

A Tabela 3 apresenta as potencialidades do CPT e CPTU, comparando a maior eficiência do ensaio de piezocone, devido à medição de poro-pressão.

Tabela 3 - Potencialidades do CPT e CPTU

INVESTIGAÇÃO	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de Liquefação	Moderada	Alta
Economia nos custos de investigações	Alta	Alta

Fonte: (Battaglio *et al.*, 1986 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012)

Existem numerosas correlações semi-empíricas desenvolvidas para estimar parâmetros geotécnicos através do ensaio de cone para uma ampla gama de solos. Estas correlações variam em sua confiabilidade e aplicabilidade. Isso porque o ensaio de cone tem sensores adicionais, como por exemplo, a medição das poro-pressões a partir do ensaio CPTU ou a medição sísmica através do ensaio SCPT, que aumenta a capacidade de estimar a rigidez do solo.

Na Tabela 4 é apresentada uma estimativa da aplicabilidade percebida do ensaio de piezocone para estimar parâmetros geotécnicos.

Tabela 4 - Aplicabilidade do ensaio CPTU para estimativa de parâmetros de solo

Tipo de solo	Parâmetros Geotécnicos											
	D_r	Ψ	K_0	OCR	S_t	S_u	ϕ	E, G^*	M	G_0^*	k	C_h
Areia	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3-4	3-4
Argila			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

1- Alta confiabilidade; 2- Moderada a alta confiabilidade; 3- Moderada confiabilidade; 4- Baixa a moderada confiabilidade; 5- Baixa confiabilidade; Branco - não aplicável; *- Melhorado com SCPT.

Fonte: (Robertson, 2014)

2.6 INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE PIEZOCONTE

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que ensaios de piezocone são interpretados de forma correta apenas quando são asseguradas condições não drenadas ou perfeitamente drenadas. Em condições de drenagem parcial, comum a solos intermediários, é alterado o estado de tensões em volta da sonda piezométrica e, devido esse estado de tensões não poder ser quantificado, os resultados dos ensaios não devem ser utilizados na estimativa de parâmetros constitutivos do solo.

Os parâmetros geotécnicos obtidos se diferem pelo tipo de material presente no local de ensaio. Em argilas as correlações usuais empregadas na interpretação de ensaios de piezocone são: a estimativa da resistência não drenada (S_u), a história de tensões (OCR), o estado de tensões (K_0), o módulo de deformabilidade não drenado (E_u), oedométrico (M) e de cisalhamento a pequenas deformações (G_0), e os coeficientes de adensamento (C_h e C_v). Em areias a interpretação dos resultados fornece uma estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (D_r e ϕ'). Parâmetros de permeabilidade (k) podem ser estimados de maneira comum a diversos tipos de solos, assim como, os parâmetros de rigidez a pequenas deformações (E_0 e G_0), estimados de forma não destrutiva por meio da medida adicional da velocidade da onda de cisalhamento (V_s).

Outros parâmetros possíveis de interpretação podem ser encontrados na literatura, como por exemplo, no trabalho de Lunne *et al.* (1997), Mayne (2007), Schnaid (2009), Schnaid e

Odebrecht (2012) e Robertson (2014). A interpretação usual do ensaio de piezocone para obtenção dos parâmetros citados anteriormente será apresentada na sequência.

2.6.1 Obtenção de parâmetros através de ensaio de piezocone para solos argilosos:

2.6.1.1 Resistência ao cisalhamento não drenada

O ensaio de piezocone mede a resistência à penetração no terreno, em argilas esses resultados podem ser utilizados na estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada, conforme equação (10).

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (10)$$

Onde, o valor de q_t é a resistência de ponta do cone corrigida, σ_{v0} é a tensão vertical total e N_{kt} o fator de capacidade de carga.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a estimativa do valor de N_{kt} , para depósitos argilosos, pode ser obtida por meio da aplicação da teoria do equilíbrio limite ou do método de trajetória de deformações. De forma mais simples, relaciona-se a resistência de ponta do cone corrigida q_t com a resistência não drenada S_u , medida por meio de ensaios de palheta ou ensaios de laboratório. Dessa forma, através da equação (11), pode-se determinar de maneira direta o fator de capacidade de carga do cone.

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_u} \quad (11)$$

Entretanto, Schnaid (2009) relata que a resistência ao cisalhamento não drenada das argilas, depende da execução do ensaio, no que diz respeito à velocidade de carregamento e amolgamento, assim como, da variabilidade do solo correspondente à anisotropia, índice de rigidez e índice de plasticidade. Portanto, a abordagem empírica deve ser usada com cautela.

Robertson (2012) apresenta a equação (12) para determinação da variável N_{kt} de forma direta, através do ensaio de piezocone, onde leva em conta a razão de atrito normalizada.

$$N_{kt} = 10,5 + 7\log(F_r) \quad (12)$$

Robertson (2014) relata que, normalmente N_{kt} varia entre 10 e 18, sendo importante notar que os valores de N_{kt} tendem a aumentar com o aumento da plasticidade e diminuir com o aumento da sensibilidade do solo. Lunne *et al.*, 1997 mostraram que N_{kt} diminui à medida que B_q aumenta. Em solos muito finos, onde B_q é aproximadamente igual a 1,0, os valores de N_{kt} podem ser tão baixos quanto 6. Para os depósitos onde pouca experiência está disponível, pode-se estimar S_u usando a resistência corrigida (q_t) e os valores preliminares do fator de capacidade do cone (N_{kt}) de 14 para 16, devendo ser adotado um valor próximo ao limite superior para uma estimativa mais conservadora.

2.6.1.2 História de tensões

Em solos coesivos de granulometria fina o estado de tensões é definido através da razão de pré-adensamento *OCR* (*over consolidation ratio*), conforme mostra a equação (13).

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (13)$$

Onde, σ'_{vm} é a tensão de pré-adensamento e σ'_{v0} a tensão efetiva.

O conhecimento da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) do solo é fundamental à análise de solos argilosos, visto que, em material carregado com tensões abaixo da σ'_{vm} , as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, enquanto que para acréscimos de tensões maiores que σ'_{vm} , as deformações serão plásticas, de magnitudes consideráveis e irreversíveis.

A estimativa da tensão de pré-adensamento pode ser feita diretamente através do ensaio de piezocone, sendo correlacionada à resistência de ponta ($q_t - \sigma_{v0}$) ou ao excesso de poro-pressão gerado durante a cravação ($q_t - u_2$), expressos nas equações (14) e (15) respectivamente.

$$\sigma'_{vm} = K_1(q_t - \sigma_{v0}) \quad (14)$$

$$\sigma'_{vm} = K_2(q_t - u_2) \quad (15)$$

Onde, os valores do fator de cone de pré-consolidação K_1 são apresentados na literatura e apontam para um valor médio na ordem de 0,30, enquanto que, os valores de K_2 situam-se na faixa entre 0,5 e 0,6 (CHEN & MAYNE, 1996).

O ensaio de piezocone permite estimar o valor de OCR . A abordagem simplificada proposta por Kulhawy & Mayne (1990), é apresentada na equação (16), a qual relaciona o valor de OCR com a resistência real mobilizada (q_t), a tensão vertical total (σ_{vo}) e a tensão vertical efetiva (σ'_{vo}).

$$OCR = K \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (16)$$

Onde, o valor de K é esperado para um intervalo entre 0,2 e 0,5, sendo sugerido um valor médio de 0,33. Valores mais elevados de K são recomendados em argilas envelhecidas e pré-adensadas (ROBERTSON, 2014).

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que o valor de OCR comumente é relacionado à resistência não drenada (S_u). Em solos normalmente adensados ($OCR \approx 1$) a razão S_u/σ'_{vo} esperada é da ordem de 0,25 (BJERRUM, 1973), enquanto que valores inferiores a este correspondem a solos em adensamento e valores superiores indicam pré-adensamento do solo.

As equações (17) e (18) para determinação do OCR e da tensão de pré-adensamento tendo como relação a resistência não drenada (S_u), foram propostas por Jamiolkowski *et al.* (1985) e por Mesri (1975), respectivamente.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = 0,23 \cdot OCR^{0,8} \quad (17)$$

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma'_{vm} \quad (18)$$

2.6.1.3 Estado de tensões

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o estado de tensões ao qual o solo está sujeito é normalmente expresso por meio do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), definido através da equação (19) pela razão entre as tensões efetivas principais.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (19)$$

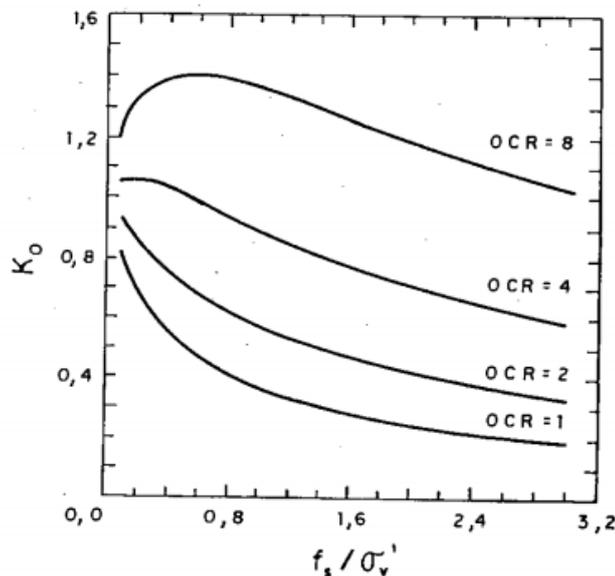
Segundo Schnaid (2009), o valor de K_0 pode ser determinado a partir da razão de Poisson atrelada a equações simples baseadas na lei de Hooke para material isotrópico. No entanto, o coeficiente K_0 exibe variabilidade considerável na natureza, muito maior do que a representada pela teoria da elasticidade, devido a complexos processos de deposição e aos variados níveis de tensões que deixam seus vestígios na estrutura do solo. Na prática o valor de K_0 deve ser estimado a partir de abordagens empíricas, como por exemplo, a equação (20) proposta por Jaky (1944) *apud* Mesri & Hayat (1993) para depósitos normalmente adensados, onde ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo. Para condições de pré-adensamento, K_0 assume a forma mais geral, como mostra a equação (21) proposta por Mayne & Kulhawy (1982).

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (20)$$

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')OCR^{\text{sen}\phi'} \quad (21)$$

Massod & Mitchell (1993) *apud* Bezerra (1996) apresentaram uma abordagem gráfica para determinação de K_0 através de medidas do ensaio de piezocone, onde K_0 é função do OCR e do atrito lateral normalizado pela tensão vertical efetiva, conforme mostrado na Figura 10.

Figura 10 - K_0 como função de OCR e atrito lateral



Fonte: (Massod & Mitchell, 1993 *apud* Bezerra, 1996)

2.6.1.4 Módulo de deformabilidade

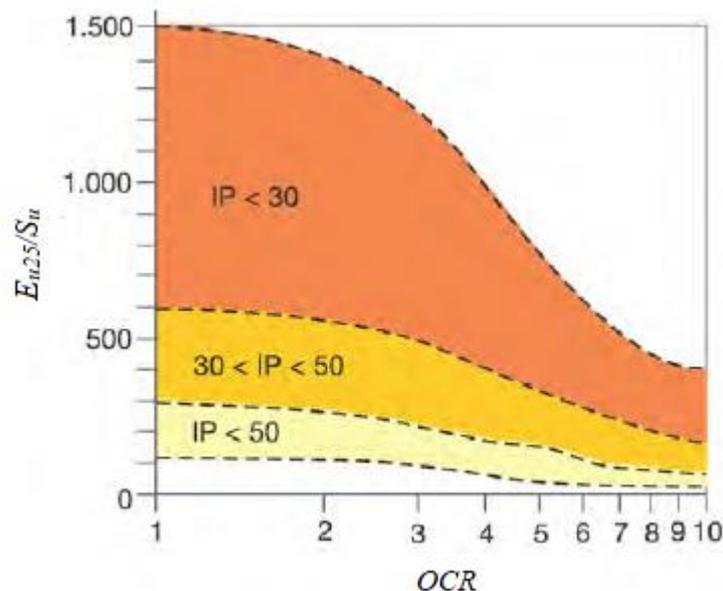
Em solos argilosos o módulo de deformabilidade não drenado (E_u) é influenciado por fatores como história de tensões, índice de plasticidade, envelhecimento e mineralogia do solo, os quais são imperceptíveis durante a penetração do cone, assim, relações entre resistência de ponta do cone e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com cautela.

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que a estimativa do módulo de deformabilidade, parâmetro que se trata de uma característica intrínseca do material, consiste em prever o valor de S_u por meio dos valores de q_t e estimar E_u , a partir da seguinte correlação, como mostra a equação (22).

$$E_u = n \cdot S_u \quad (22)$$

Para obtenção de valores representativos de módulo é necessário o conhecimento prévio da história de tensões e do índice de plasticidade do solo. A abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1975) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012), apresentada na Figura 11, pode ser utilizada como referência.

Figura 11 - Determinação de n em função do OCR e do índice de plasticidade do solo



Fonte: (Duncan & Buchignani, 1975 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012)

A estimativa do módulo de cisalhamento a pequenas deformações serve de referência na avaliação da rigidez de materiais geotécnicos. Watabe *et al.* (2004) *apud* Schnaid (2009), apresentam a equação (23) para estimativa do módulo de cisalhamento a partir da resistência de ponta do cone corrigida (q_t) e da tensão vertical total (σ_{vo}).

$$G_0 = 50(q_t - \sigma_{vo}) \quad (23)$$

Contudo, a equação deve ser usada com cautela, pois valores de (G_0) a pequenas deformações não devem ser obtidos a partir de valores de (q_t) a grandes deformações.

Segundo Schnaid (2009), de modo semelhante, é possível estimar o módulo oedométrico a partir de abordagens empíricas, conforme equação (24), proposta por Kulhawy & Mayne (1990).

$$M = 8,25(q_t - \sigma_{vo}) \quad (24)$$

2.6.1.5 Coeficientes de adensamentos

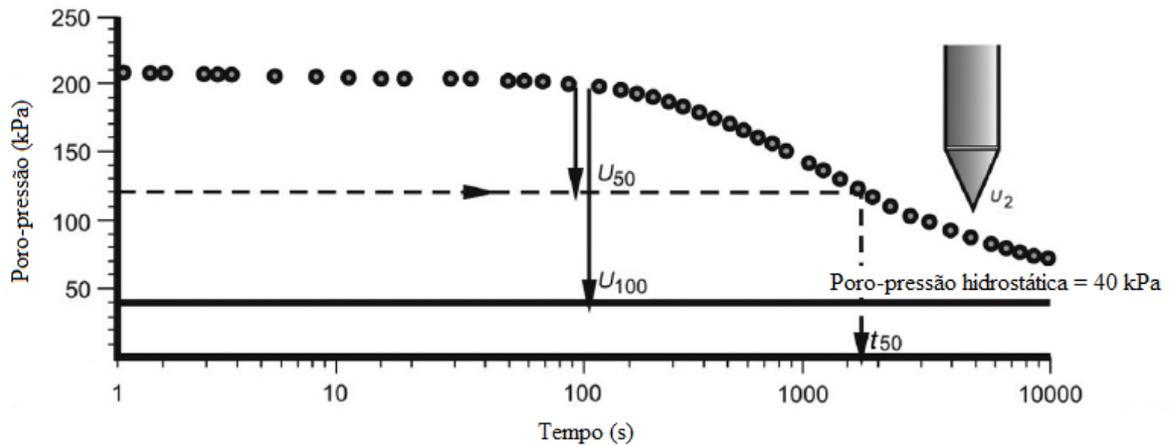
A avaliação das condições de drenagem dos solos é de extrema importância, visto que, materiais que apresentam condições parcialmente drenadas trazem incertezas na interpretação dos ensaios.

As propriedades de adensamento dos solos tornam-se fundamentais para se avaliar as condições de drenagem. Através de ensaios de dissipação é possível estimar os coeficientes de adensamento horizontal C_h e vertical C_v .

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio de dissipação consiste em interromper a cravação da sonda piezométrica em profundidades previamente estabelecidas, por um período de aproximadamente uma hora, até atingir 50% de dissipação do excesso de poro-pressão, e monitorar a dissipação das pressões neutras durante este mesmo período.

O gráfico típico de ensaio de dissipação utilizado para calcular os coeficientes de adensamento é apresentado na Figura 12.

Figura 12 - Gráfico típico do ensaio de dissipação



Fonte: (Adaptado de Schnaid, 2009)

Houlsby & Teh (1988) apresentaram a equação (25) para obtenção dos coeficientes de adensamento do solo.

$$C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (25)$$

Onde, T^* é o fator tempo adimensional proposto por Houlsby & Teh (1988), seu valor é função da posição do elemento poroso na fase, na base ou no fuste do cone. Apresenta por exemplo, um valor igual a 0,245 quando o elemento poroso se situa na base do cone (posição u_2) e ocorrem 50% de dissipação; R é o raio do piezocone; I_r é o índice de rigidez do solo ($=G/S_u$), onde G é o módulo cisalhante do solo a grandes deformações; t é o tempo de dissipação, normalmente, adotado como o tempo t_{50} correspondente a 50% do excesso de poro-pressão.

Os valores estimados de C_h obtidos pelo processo de dissipação referem-se ao material no seu estado pré-adensado. Isto se deve ao processo de cravação da sonda piezométrica no solo, a qual ocasiona uma perturbação do solo ao redor do cone. Dessa forma, a realização do ensaio de dissipação, após a interrupção da cravação, ocorre em uma fase de descompressão.

A estimativa do coeficiente de adensamento vertical na condição normalmente adensada pode ser obtida por meio da proposta de Jamiolkowski *et al.* (1985), apresentada na equação (26).

$$C_v = \frac{RR}{CR} \cdot \frac{kv}{kh} \cdot C_h \quad (26)$$

Onde, RR/CR é a correção dos efeitos de pré-adensamento causados pela cravação da sonda piezométrica, em que valores experimentais medidos variam na faixa entre 0,13 e 0,15 (JAMIOLKOWSKI *ET AL.*, 1985); e k_h/k_v é a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal, cujos valores propostos são apresentados na Tabela 5 (JAMIOLKOWSKI *ET AL.*, 1985).

Tabela 5 - Anisotropia de permeabilidade em argilas

Natureza da argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas e sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Fonte: (Adaptado de Jamiolkowski *et al.*, 1985)

2.6.2 Obtenção de parâmetros através de ensaio de piezocone para solos arenosos:

2.6.2.1 Resistência ao cisalhamento (D_r e ϕ')

Em solos granulares, as medidas de resistência à penetração do cone podem ser utilizadas para estimativa da densidade relativa (D_r) ou do ângulo de atrito interno (ϕ').

A determinação de D_r pode ser obtida pela equação (27) (JAMIOLKOWSKI *ET AL.*, 1985).

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \quad (27)$$

Onde, q_c e σ'_{vo} são expressos em t/m^2 .

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), esta correlação foi desenvolvida em câmaras de calibração para areias quartzosas, normalmente adensadas (NA), arredondadas, limpas e não cimentadas. Por essa razão, as correlações são aceitáveis para solos NA, na medida em que, para solos pré-adensados (PA), o valor de σ'_{vo} deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal (σ'_{ho}).

Mayne (2007) relata que a partir de experiências de câmaras de calibração realizadas por Robertson & Campanella (1983) foi possível gerar um banco de dados que contribuiu para o desenvolvimento da equação (28), a qual estima o valor do ângulo de atrito interno (ϕ') em função da resistência de ponta do cone corrigida (q_t) e da tensão vertical efetiva (σ'_{vo}).

$$\phi' = \arctg[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_t/\sigma'_{vo})] \quad (28)$$

Segundo Mayne (2007), uma expressão alternativa para obtenção de ϕ' foi proposta por Kulhawy & Mayne (1990), conforme é apresentada na equação (29), sendo derivada de uma compilação muito maior de uma base de dados em câmara de calibração, onde as tensões da ponta do cone foram ajustadas em conformidade com o tamanho relativo da câmara e o diâmetro do cone.

$$\phi' = 17,6^\circ + 11,0^\circ \cdot \log(Q_{tn}) \quad (29)$$

2.6.3 Obtenção de parâmetros através de ensaio de piezocone comuns a diversos tipos de solos:

2.6.3.1 Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica é uma propriedade do solo que se refere ao comportamento do fluxo de água neste meio, sendo expressa pelo parâmetro de permeabilidade k (m/s).

Diversos fatores afetam a permeabilidade do solo e, conseqüentemente, influenciam seu comportamento à determinadas taxas de carregamento, tais como, o tamanho das partículas, o índice de vazios, a estrutura e o grau de saturação do solo.

Lunne *et al.* (1997) relatam que solos com permeabilidade no intervalo de 10^{-5} a 10^{-8} m/s têm grande probabilidade de apresentar resposta parcialmente drenada quando carregados por ensaios de piezocone à velocidade padrão, necessitando maior cuidado na interpretação dos ensaios.

Segundo Robertson (2014), uma estimativa aproximada da condutividade hidráulica do solo ou do coeficiente de permeabilidade (k) pode ser feita a partir de uma estimativa do tipo de comportamento do solo usando os gráficos SBT, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Estimativa do coeficiente de permeabilidade (k) a partir do tipo de comportamento do solo (SBT)

Zona SBT	Tipos de solos	Intervalo de k (m/s)	Índice I_{CRW}
1	Solo fino sensível	3×10^{-10} a 3×10^{-8}	NA
2	Argilas orgânicas	1×10^{-10} a 1×10^{-8}	$I_{CRW} > 3,60$
3	Argilas	1×10^{-10} a 1×10^{-9}	$2,95 < I_{CRW} < 3,60$
4	Misturas de siltes	3×10^{-9} a 3×10^{-7}	$2,60 < I_{CRW} < 2,95$
5	Misturas de areias	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	$2,05 < I_{CRW} < 2,60$
6	Areias	1×10^{-5} a 1×10^{-3}	$1,31 < I_{CRW} < 2,05$
7	Areias com pedregulho	1×10^{-3} a 1	$I_{CRW} < 1,31$
8	Areias – areias limpas*	1×10^{-8} a 1×10^{-3}	NA
9	Areias finas rígidas*	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	NA

*Solos pré-adensados e/ou cimentados

Fonte: (Modificado de Robertson, 2014)

Segundo Robertson (2014), a relação média entre a permeabilidade do solo (k) e o índice de classificação (I_{CRW}) apresentada na Tabela 6, pode ser representada pelas equações (30) e (31).

$$\text{Quando } 1,0 < I_{CRW} \leq 3,27 \quad k = 10^{(0,952 - 3,04I_{CRW})} \quad m/s \quad (30)$$

$$\text{Quando } 3,27 < I_{CRW} < 4,0 \quad k = 10^{(-4,52 - 1,37I_{CRW})} \quad m/s \quad (31)$$

O parâmetro de permeabilidade pode ser utilizado como um indicativo para solos onde a interpretação dos ensaios necessita de avaliação detalhada das condições de drenagem, para que, dessa forma, os parâmetros medidos e as correlações estabelecidas sejam feitas de maneira adequada.

2.6.3.2 Módulo de deformabilidade

Como dito anteriormente, é improvável que o cone possa fornecer medidas precisas de deformabilidade, por se tratar de um parâmetro intrínseco do material e pelo fato do ensaio de

cone ter natureza destrutiva. No entanto, com o advento do cone sísmico (SCPT), tornou-se possível estimar com determinada precisão o módulo de Young a pequenas deformações (E_0) e/ou o módulo cisalhante também a pequenas deformações (G_0) por meio da medida adicional da velocidade da onda de cisalhamento (V_s), obtida de forma não destrutiva durante as pausas de cravação do ensaio. A teoria da elasticidade afirma que o módulo de cisalhamento a pequenas deformações (G_0) pode ser determinado a partir da equação (32) (ROBERTSON, 2014).

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (32)$$

Onde, ρ é a densidade de massa do solo ($\rho = \gamma/g$).

De acordo com Mayne (2007), em vez do módulo de cisalhamento, a rigidez do solo pode ser expressa em termos do módulo de Young, através da teoria da elasticidade, apresentada na equação (33).

$$E_0 = 2 G_0 (1 + \nu) \quad (33)$$

Onde, $\nu = 0,2$ para solos na condição drenada e $\nu = 0,5$ para solos na condição não drenada, sendo ν o coeficiente de Poisson.

2.6.4 Avaliação das condições de drenagem em solos intermediários através do ensaio de piezocone:

A realização do ensaio de piezocone a velocidade padrão de 2,0 cm/s, tende a apresentar comportamento drenado para solos com características arenosas e a demonstrar um comportamento não drenado em solos argilosos. No entanto, solos contendo misturas de areia, silte e argila (solos intermediários) podem apresentar condição parcialmente drenada.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), drenagem parcial altera o estado de tensões em torno da sonda piezométrica e, como este estado de tensões não pode ser quantificado, essa situação requer cautela, devido à falta de metodologia teórica para a avaliação das propriedades geotécnicas.

Dessa forma, a avaliação das condições de drenagem é de fundamental importância para estimativa de parâmetros constitutivos de solo.

As condições de drenagem foram estudadas por diversos autores, entre eles, Finnie & Randolph (1994), que utilizaram o parâmetro adimensional (V) para avaliar as condições de drenagem em ensaios de piezocone, correlacionando a velocidade de penetração (v), o diâmetro da sonda (d) e as características de drenagem do solo, ou seja, o coeficiente de adensamento vertical (C_v), conforme disposto na equação (34). Valores de C_v foram inicialmente obtidos a partir de ensaios de adensamento unidimensional de laboratório.

$$V = \frac{v \cdot d}{C_v} \quad (34)$$

Finnie & Randolph (1994) relacionaram o parâmetro adimensional de velocidade normalizada V versus q_c/σ'_{v0} para análise das condições de drenagem dos ensaios realizados em depósitos de solos siltosos, sugerindo que resposta drenada ocorra para $V < 0,01$ e resposta não drenada para $V > 30$.

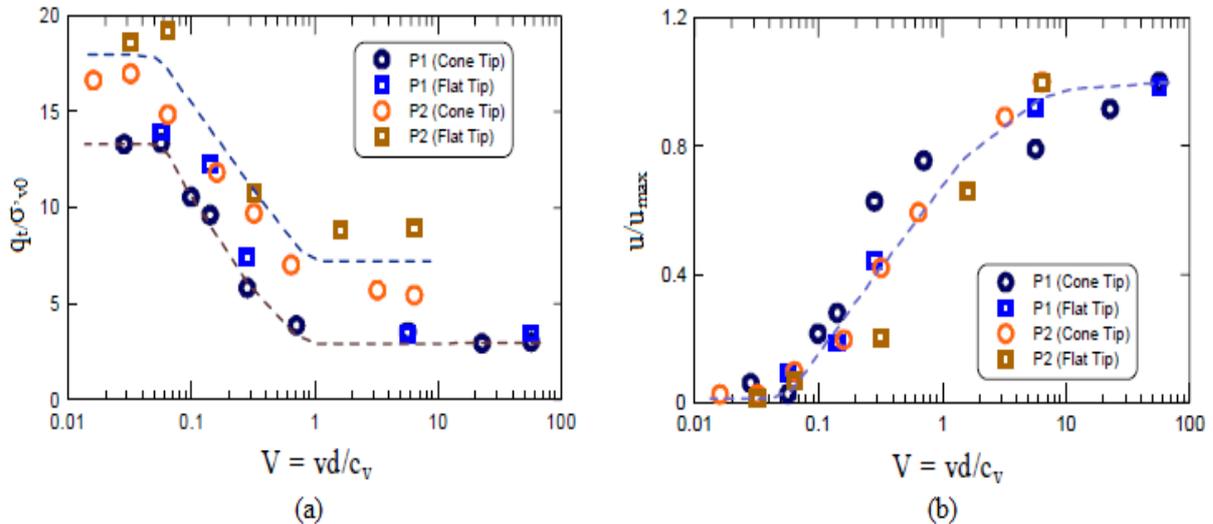
Posteriormente, Kim *et al.* (2006) interpretam resultados em câmara de calibração e constatam que para solos siltosos ou mistura de areia e argila a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de V igual a 1, ao passo que, a transição de parcialmente drenado para drenado ocorre em torno de V igual a 0,05.

Os resultados também foram analisados segundo os parâmetros de poro-pressão, dessa forma, foi relacionado u/u_{max} versus V , porém neste caso a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de V igual a 10.

Kim *et al.* (2006) relatam que no intervalo entre 1 e 10, o ganho de resistência devido ao aumento da drenagem durante a penetração do cone se equilibra a queda de resistência devido a redução dos efeitos viscosos de solos argilosos, quando submetidos a altas velocidades de carregamento. Dessa forma, as observações de poro-pressão são mais relevantes que a resistência de ponta para determinação do ponto de transição entre não-drenado e parcialmente drenado.

Na Figura 13 são apresentados os gráficos propostos por Kim *et al.* (2006) para os ensaios de cone realizados em câmeras de calibração.

Figura 13 - Variação (a) resistência do cone normalizada (b) excesso de poro-pressão normalizada, com a velocidade de penetração normalizada



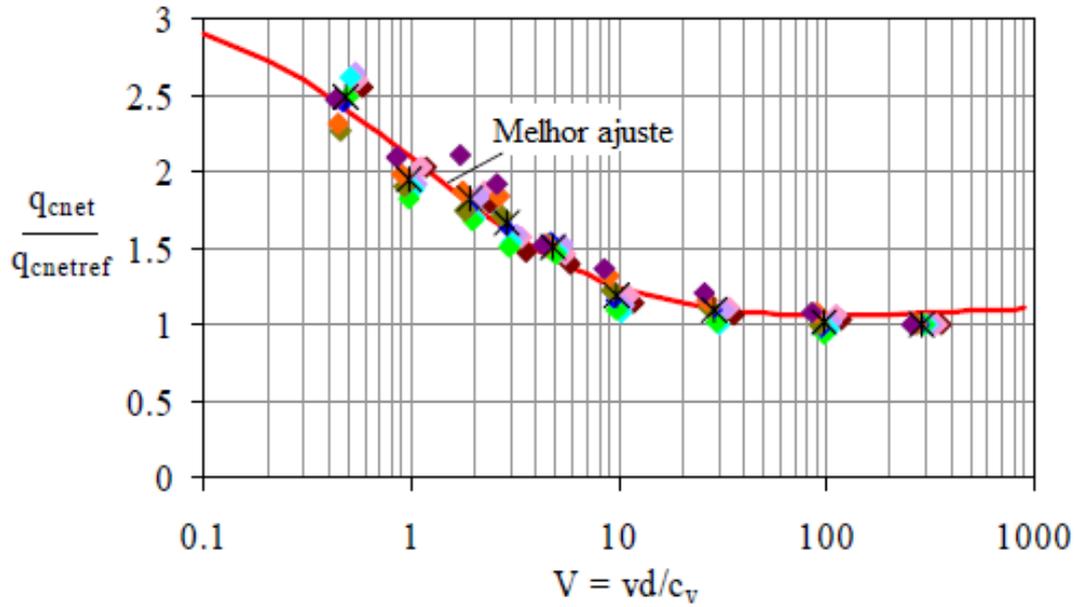
Fonte: (Adaptado de Kim *et al.*, 2006)

De acordo com Kim *et al.* (2006), ensaios realizados a velocidade padrão com um cone de 35,7 mm de diâmetro, apresentam valores de C_v abaixo de $7,1 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ para condições não drenadas (solos argilosos) e valores acima de $1 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ para condições drenadas (solos arenosos). Valores de C_v dentro desta faixa acarretam ensaios parcialmente drenados.

Randolph & Hope (2004) para avaliar os pontos de transição de drenagem, utilizaram uma série de ensaios de piezocone realizados a diferentes velocidades de penetração em amostras de caulim normalmente adensadas em uma centrífuga geotécnica. Foram realizadas correlações utilizando o fator adimensional V a diversos outros parâmetros, como por exemplo, V versus $q_{cnet}/q_{cnetref}$, V versus B_q e V versus $\Delta u/\Delta u_{max}$, onde q_{cnet} é a resistência de ponta corrigida subtraída da tensão total ($q_{cnet} = q_t - \sigma_{vo}$) medida em determinada velocidade e $q_{cnetref}$ é a resistência associada a ensaios não drenados; Δu é a variação de poro-pressão em uma determinada velocidade e Δu_{max} é a variação de poro-pressão máxima.

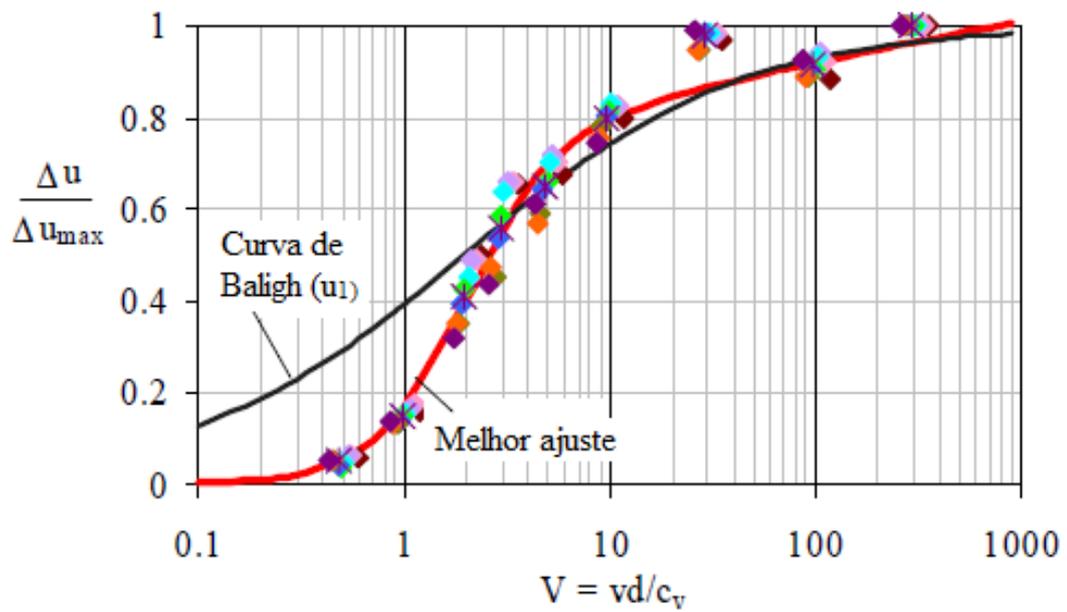
Nas Figuras 14, 15 e 16 são apresentados os resultados obtidos pelos autores, os quais sugerem que drenagem parcial ocorre no intervalo V entre 0,3 e 30.

Figura 14 - Efeito da velocidade de penetração normalizada sobre a resistência



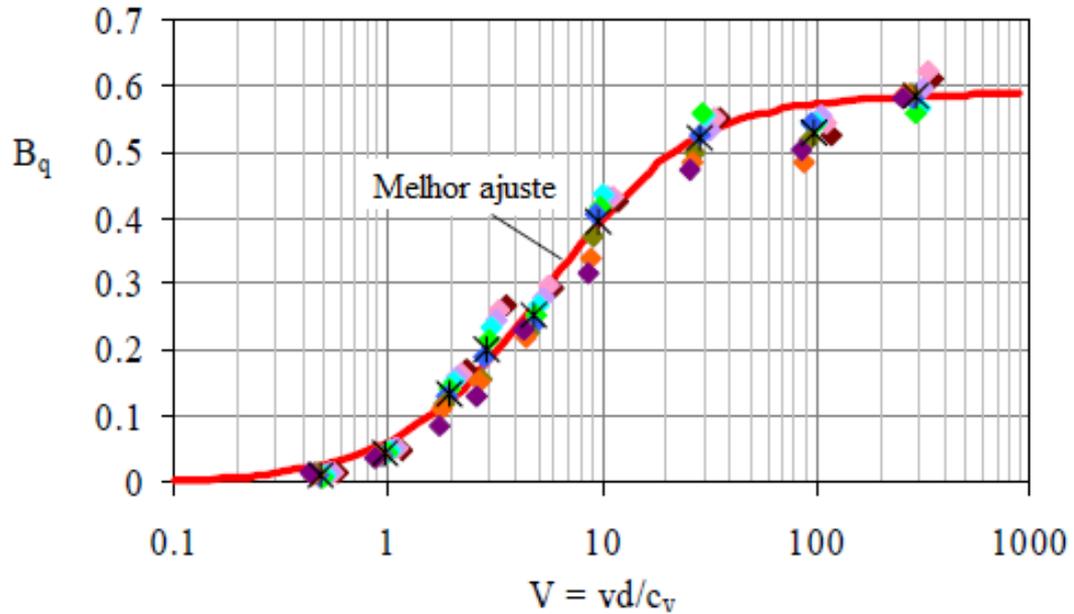
Fonte: (Adaptado de Randolph & Hope, 2004)

Figura 15 - Efeito da velocidade de penetração normalizada sobre a variação do excesso de poropressão



Fonte: (Adaptado de Randolph & Hope, 2004)

Figura 16 - Efeito da velocidade de penetração normalizada sobre o parâmetro de poro-pressão



Fonte: (Adaptado de Randolph & Hope, 2004)

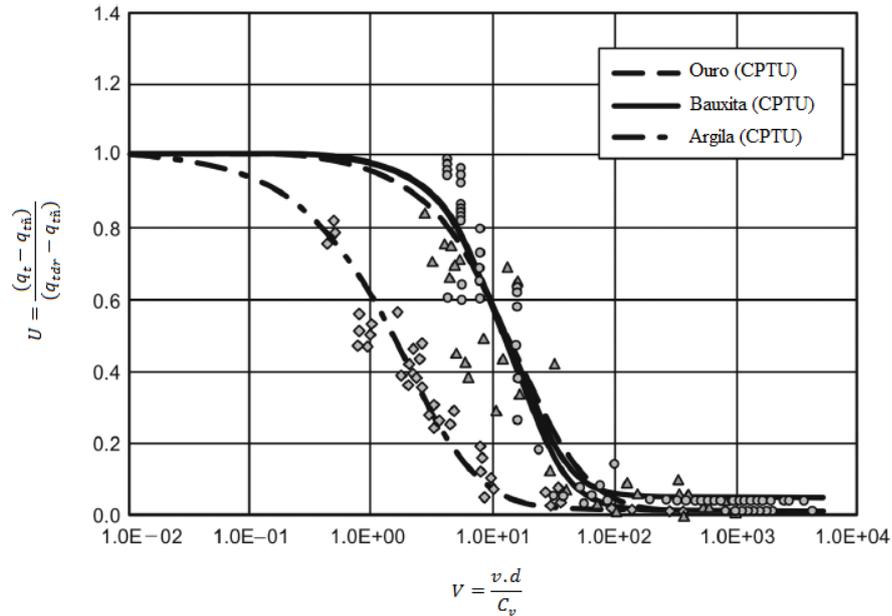
Schnaid (2009) reinterpreta os resultados obtidos por Randolph & Hope (2004), a partir do conceito de grau de drenagem em solos intermediários (U), que pode ser representado conforme equação (35).

$$U = \frac{(q_t - q_{t\bar{n}})}{(q_{tdr} - q_{t\bar{n}})} \quad (35)$$

Onde, q_{tdr} é a resistência à penetração medida em condição drenada, resultante de ensaios lentos, sem que haja excesso de poro-pressão gerado durante a cravação, $q_{t\bar{n}}$ é a resistência à penetração medida em condição não drenada, resultante de ensaios rápidos, sem que haja qualquer dissipação de poro-pressão e q_t é a resistência à penetração medida na velocidade do ensaio.

A Figura 17 apresenta a relação entre o parâmetro velocidade adimensional (V) e o grau de drenagem (U), obtido por Randolph & Hope (2004) através de ensaios de piezocone a diferentes velocidades de penetração em argila, e os apresentados por Schnaid (2009), em resíduos de ouro e bauxita.

Figura 17 - Identificação das condições de drenagem



Fonte: (Adaptado de Schnaid, 2009)

Schnaid (2009) assinala que não foram registrados excessos de poro-pressão durante a penetração para velocidades normalizadas variando de 10^{-2} a 10^{-1} . Nessa situação, as resistências de ponta medidas representam uma condição de penetração drenada. Uma velocidade normalizada próxima de 10^{+2} corresponde uma condição de penetração não drenada. Os pontos de transição das diferentes condições de drenagem variam a depender do tipo de geomaterial, sendo função do índice de rigidez e do OCR . Dessa forma, é recomendado evitar velocidades de penetração que produzam velocidades adimensionais dentro do intervalo de 10^{-1} a 10^{+2} , pois nessa faixa, é provável que ocorra drenagem parcial e as propriedades do solo avaliadas a partir da interpretação do ensaio de campo pode ser superestimada, em particular a resistência ao cisalhamento não drenada.

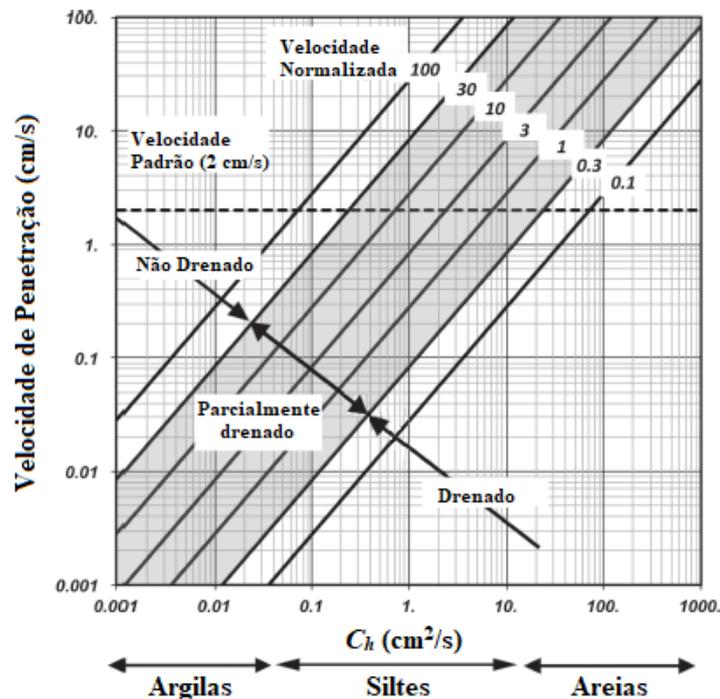
Dejong *et al.* (2013) relatam que para a obtenção do parâmetro V adimensional é necessário observar que, durante a penetração do piezocone, a dissipação de poro-pressão ocorre principalmente na horizontal, resultando em um coeficiente de adensamento horizontal, C_h , capaz de controlar a taxa de dissipação com melhor eficácia se comparado ao coeficiente de adensamento vertical, C_v . Dessa forma, a equação (36) é considerada mais adequada para a determinação do parâmetro de velocidade normalizada.

$$V = \frac{v.d}{C_h} \quad (36)$$

Os autores propõem uma maneira prática e eficiente de identificar a ocorrência de drenagem parcial em campo. Para isso devem ser realizados ensaios de dissipação de poro-pressão após a penetração do cone à velocidade padrão (2 cm/s) e, em seguida, avaliado o valor de t_{50} . Se o valor de t_{50} for superior a 100 segundos, existem condições não drenadas durante o carregamento e C_h é inferior a $0,3 \text{ cm}^2/\text{s}$. Quando valores de u_2 forem iguais à pressão hidrostática (u_0) e valores de C_h forem maiores que $30 \text{ cm}^2/\text{s}$, existem condições drenadas. Se o valor de t_{50} for inferior a 100 segundos, existem condições parcialmente drenadas. Caso se verifique a condição de drenagem parcial, deve ser modificada a velocidade de penetração para obtenção das medidas nas condições drenadas ou não drenadas.

A Figura 18 apresenta um gráfico para facilitar a estimativa das velocidades de penetração em condições drenadas ou não drenadas a partir de um cone de 10 cm^2 , de acordo com os estudos de DeJong *et al.* (2013). Verifica-se, por exemplo, que um solo com um $C_h = 0,3 \text{ cm}^2/\text{s}$, não drenado à velocidade padrão de 2 cm/s , necessitará de uma velocidade de $0,02 \text{ cm/s}$ ou mais lenta para condições drenadas.

Figura 18 - Gráfico de identificação das condições de drenagem para o cone de 10 cm^2 apresentando a relação entre os coeficientes de consolidação, velocidade de penetração e velocidade normalizada

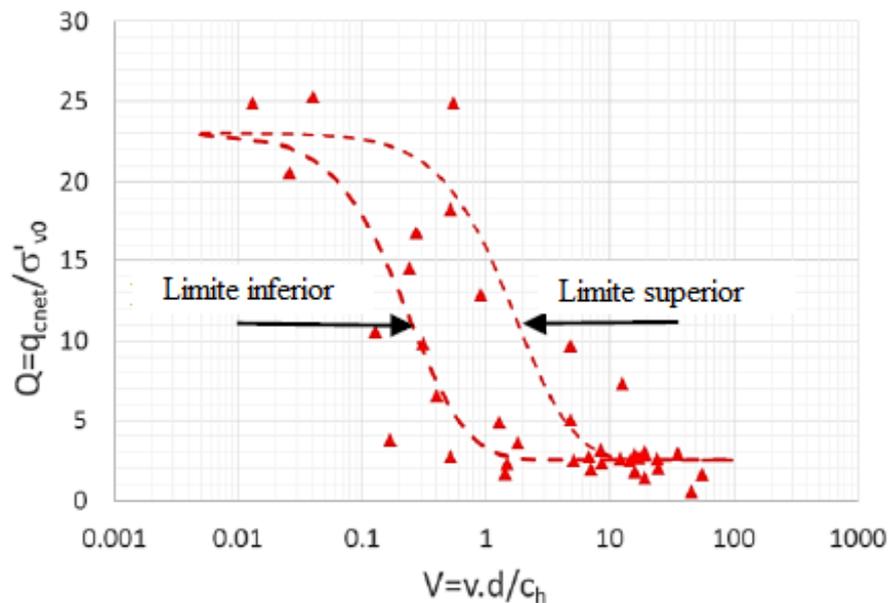


Fonte: (Adaptado de Dejong *et al.*, 2013)

Assim como, um solo com $C_h = 3 \text{ cm}^2/\text{s}$ pode exigir uma velocidade de 20 cm/s para a condição não drenada, enquanto que, para a condição drenada o solo deve ser carregado à velocidade de 0,2 cm/s. Observa-se, ainda, que a velocidade padrão de 2 cm/s induz condições de drenagem parcial para uma faixa de solos que compreendem desde areias finas até a maior parte do intervalo de siltes.

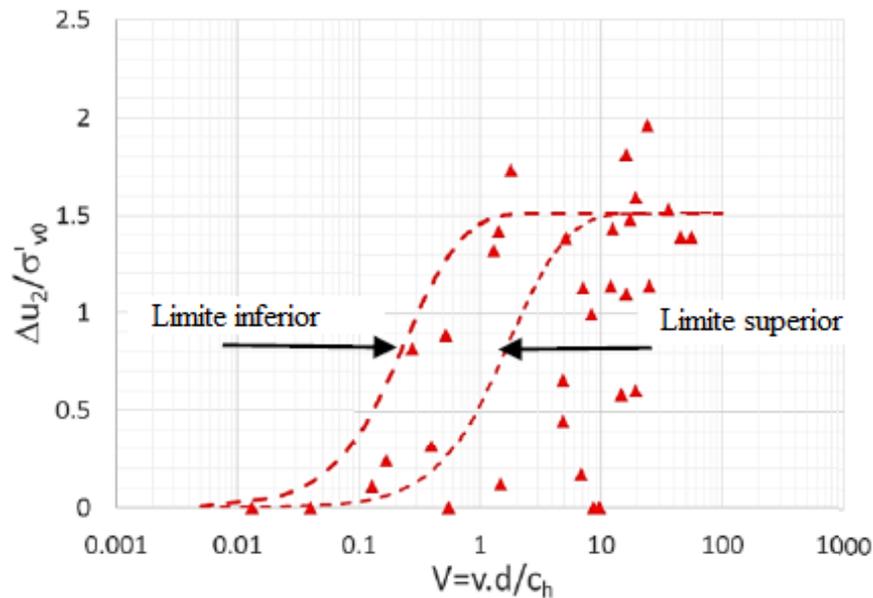
Dienstmann *et al.* (2017) avaliaram os efeitos da velocidade de penetração do piezocone em rejeitos de ouro transitórios, sendo o material carregado com velocidades de 0,3 mm/s a 57 mm/s. Os resultados foram interpretados em dois gráficos, apresentados nas Figuras 19 e 20, que correlacionam velocidade adimensional (V) à resistência normalizada de piezocone (Q) e à poro-pressão normalizada ($u_2 - u_0/\sigma'_{v0}$). Neste novo modelo, as velocidades normalizadas que identificam a condição de drenagem parcial se encontraram na faixa de 0,01 a 10,0.

Figura 19 - Efeito da velocidade normalizada sobre a resistência de ponta normalizada



Fonte: (Adaptado de Dienstmann *et al.*, 2017)

Figura 20 - Efeito da velocidade normalizada sobre a poro-pressão normalizada



Fonte: (Adaptado de Dienstmann *et al.*, 2017)

Nesses estudos, análises comparativas com dados experimentais sobre argilas foram realizadas no intuito de verificar se a proposta fornece uma modelagem satisfatória para o comportamento de argila, sendo considerado o conjunto de dados de campo obtido a partir de ensaios de piezocone na área argilosa de Burswood, localizada em Perth – Austrália Ocidental (SUZUKI & LAHANE, 2014 APUD DIENSTMANN *ET AL.*, 2017).

O intervalo de velocidade normalizada correspondente à condição de drenagem parcial para as argilas encontra-se de acordo com os dados dos rejeitos de ouro. Dessa forma, a transição da condição não drenada para parcialmente drenada ocorre a uma velocidade normalizada V em torno de 10, e o início das condições drenadas é tipicamente da ordem de 0,01.

Os autores também afirmam, em seus estudos, a necessidade de cuidados diante de ensaios de piezocone realizados em condição parcialmente drenada, onde o adensamento imposto ao solo durante o carregamento do cone reduz o excesso de poro-pressão inicial em relação às condições não drenadas, e o campo de tensão ao redor do cone não é mais o que representa a expansão não drenada. A interpretação de dados de dissipação por abordagens convencionais como Hously & Teh (1988) produziria estimativas imprecisas do coeficiente de adensamento horizontal, C_h , e a contabilização desses erros requer a manipulação de soluções numéricas,

propostas por Dejong & Randolph (2012), originalmente desenvolvidas para a penetração em condições não drenada.

Dessa forma, a avaliação das condições de drenagem é de fundamental importância à interpretação de ensaios de piezocone em solos intermediários. Os parâmetros constitutivos que definem o comportamento do solo apenas podem ser estimados de maneira adequada, quando garantida a realização dos ensaios nas condições drenada ou não drenada.

2.7 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA EM SOLOS NÃO SATURADOS

A caracterização geotécnica consiste na determinação do perfil estratigráfico, do nível de água subterrânea e dos parâmetros geotécnicos visando suprir as necessidades de cada projeto.

Em regiões tropicais os solos se apresentam, constantemente, na condição não saturada, e nessas condições os solos requerem um nível mais elevado de ensaios e interpretação devido a maior incerteza quanto à compreensão do seu comportamento.

Dessa forma, são discutidos os aspectos relevantes à adequada caracterização geotécnica em solos não saturados, onde a variabilidade temporal deve ser considerada, devido ao comportamento desses materiais serem diretamente influenciados pela variação de umidade e sucção.

2.7.1 Influência da umidade e sucção no comportamento de solos intermediários e não saturados

Solos intermediários garantem maior complexidade na estimativa de parâmetros geotécnicos, pois podem estar associadas ao seu comportamento a condição não saturada e uma possível condição de drenagem parcial.

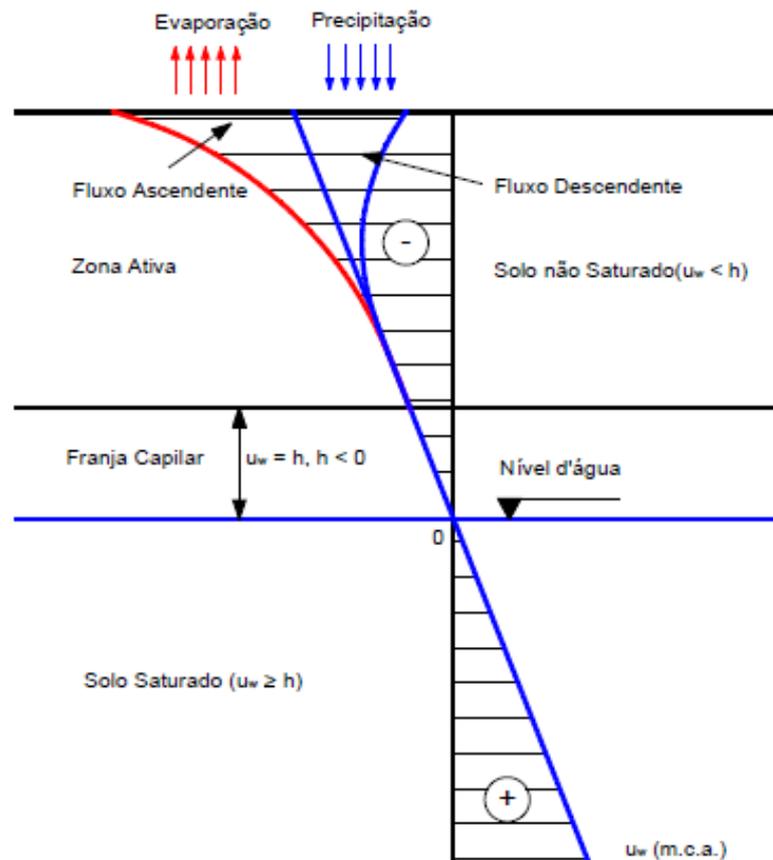
Ensaio de campo e/ou laboratoriais adicionais se fazem necessários para o sucesso de uma investigação que contribua com a compreensão do comportamento do solo nessas condições.

Os solos não saturados são sistemas que além de conter as fases líquida e sólida referentes a solos na condição saturada, possuem ainda, a fase gasosa que altera a forma de avaliação dos seus comportamentos.

Camapum de Carvalho *et al.* (2015) afirmam que para solos saturados o princípio das tensões efetivas garante satisfatória acurácia na avaliação do seu comportamento, ao passo que, para solos não saturados a compreensão da distribuição, retenção e liberação da água é a chave para o entendimento da maioria dos processos que ocorrem nesse tipo de material.

Segundo Fernandes *et al.* (2016), os parâmetros mecânicos dos solos não saturados variam em função das características de origem do material, do estado de tensões aplicado e do teor de umidade que é a quantidade de água presente na estrutura do solo cujo seu valor pode ser associado à sucção mátrica ($u_a - u_w$), que é a capacidade do solo em reter a água líquida armazenada entre suas partículas, sendo representada pela pressão negativa da água no solo, conforme demonstrado na Figura 21.

Figura 21 - Distribuição das poro-pressões de um perfil de solo não saturado



Fonte: (Fredlund & Rahardjo, 1993) *apud* (Fernandes et.al. 2016)

Fernandes *et al.* (2016) relatam que fisicamente a sucção pode ser entendida como a força que atua no solo no sentido de ocasionar um maior contato entre as partículas, e assim, expulsar a água de seus poros. Dessa forma, quanto maior a sucção, maior será a resistência do solo devido ao aumento de tensão entre as partículas. Esse incremento de resistência pode ser percebido de maneira mais significativa na região denominada de zona ativa do solo, compreendida entre a superfície do terreno e a zona freática, pois é no seu domínio que ocorre variação constante de umidade e sucção, devido aos processos naturais de secagem e umedecimento dos solos, que são intensificados pela incidência da variabilidade temporal (estações secas e úmidas) e pelo tipo de cobertura existente.

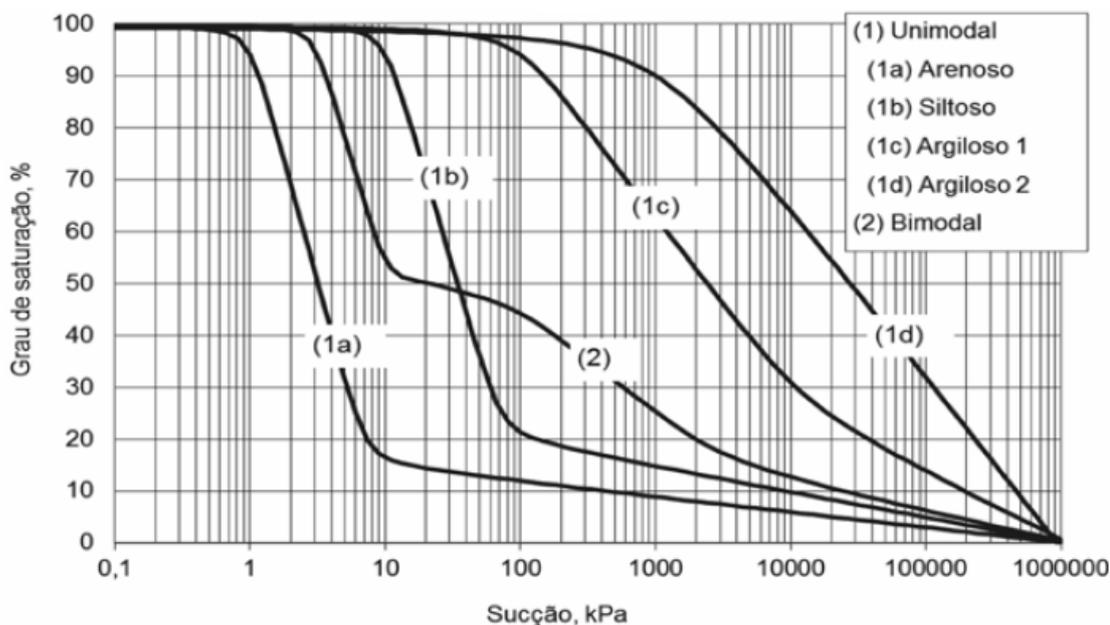
Estas variabilidades podem ser representadas pela curva de retenção de água do solo, que é composta pela relação entre a quantidade de água presente no solo (teor de umidade) e a energia necessária para removê-la (sucção).

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), uma das propriedades mais relevantes para o estudo do comportamento de solos não saturados é a curva de retenção, no entanto devido à quantidade de fatores que a controlam, o seu entendimento acaba por se tornar bastante complexo. Todavia, quando tais fatores são bem conhecidos, a propriedade acaba por oferecer um grande volume de informações a respeito do comportamento do solo.

Segundo Vanapalli *et al.* (1996) *apud* Fernandes *et al.* (2016), o formato da curva de retenção está relacionado com a matriz e com o processo de formação dos solos, podendo ser em formato de S e denominada curva unimodal ou em formato de sela e denominada bimodal.

A Figura 22 apresentada por Camapum de Carvalho *et al.* (2015) mostra as possíveis configurações típicas para a curva de retenção. Os formatos das curvas, entre outros fatores, estão atrelados à geometria dos poros do material investigado. As curvas unimodais apresentam um único trecho de dessaturação, enquanto que, as curvas bimodais apresentam dois valores de entrada de ar, sendo o primeiro correspondente à parcela de solo com poros de dimensões maiores, e o segundo, com poros de dimensões menores.

Figura 22 - Formatos típicos de curvas de retenção



Fonte: (Modificado de Gitirana Jr. e Fredlund, 2004) *apud* (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015)

As curvas de retenção unimodais (1a, 1b, 1c e 1d) constituem o formato de solos compactados. Enquanto que curvas de retenção bimodais (2) são recorrentes em amostras indeformadas de solos residuais e coluvionares de regiões tropicais e subtropicais.

Para a determinação da curva de retenção dos solos é necessária a coleta dos pares de umidade e sucção, os quais podem ser determinados por diferentes tipos de técnicas, diretas e indiretas, como o ensaio de placa de sucção e o método do papel filtro, respectivamente, entre outros. Camapum de Carvalho *et al.* (2015), apresentam os princípios, materiais e procedimentos de ensaio para as técnicas mais relevantes de determinação da curva de retenção.

Após serem obtidas as curvas de retenção é necessário ajustá-las. Para isso, utilizam-se os modelos de ajuste para as curvas de retenção, os quais podem ser encontrados na literatura através de diversas propostas. Van Genuchten (1980), Gitirana & Fredlund (2004) *apud* Camapum de Carvalho *et al.* (2015), apresentaram relações matemática que melhor se ajustam aos pontos obtidos experimentalmente. A representação da curva de retenção, utilizando uma função contínua, é necessária para as análises numéricas envolvendo o fluxo de água e as previsões de diversas propriedades de solos não saturados.

2.7.2 Influência da variabilidade de umidade e succção nas medidas de ensaios de cone realizados em solos tropicais não saturados

Os solos tropicais são predominantemente formados pela alteração química da rocha. Segundo Santos *et al.* (2015), o termo solo tropical inclui solos lateríticos e saprolíticos. Os solos saprolíticos são necessariamente residuais e retêm o tecido macro da rocha-mãe. Os solos lateríticos podem ser residuais ou transportados e se distinguem pela ocorrência do processo de laterização em diferentes taxas relacionadas às condições climáticas. A principal diferença observada nos solos tropicais, em relação aos sedimentares clássicos, é a presença de uma estrutura de ligação. Por estas razões, a interpretação do comportamento de solos tropicais é complexa e não pode ser avaliada apenas pelos modelos clássicos da mecânica dos solos.

Rocha *et al.* (2016) apresentaram análises em solos tropicais não saturados, tipicamente arenosos, conforme apresentado na Tabela 7, sendo esses estudos realizados no Campus Bauru da UNESP, no estado de São Paulo, onde foram executados dois ensaios de cone (CPTs), em diferentes estações (seca e úmida), visando a adequada caracterização geotécnica do local.

Tabela 7 - Composição granulométrica do solo c/ defloculante

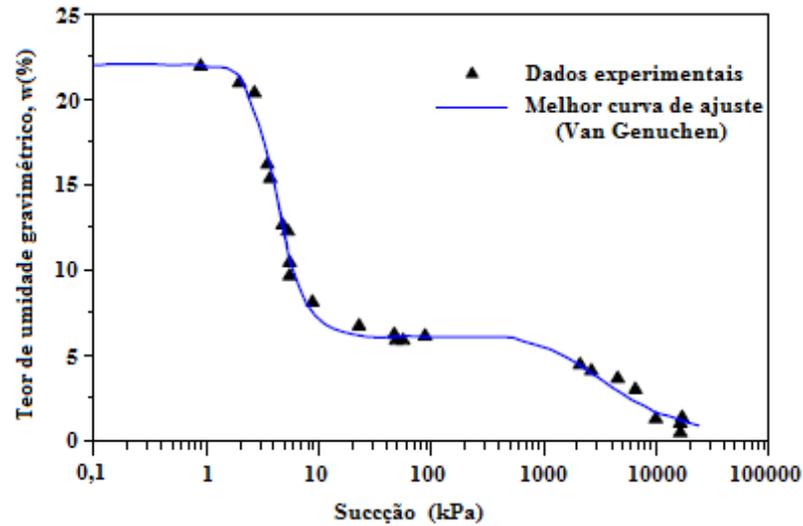
Fração	Tamanho dos Grãos	Composição do Solo
Pedregulho	$2,0\text{mm} < \emptyset < 60,0\text{mm}$	0%
Areia Grossa	$0,6\text{mm} < \emptyset < 2,0\text{mm}$	0%
Areia Média	$0,2\text{mm} < \emptyset < 0,6\text{mm}$	50%
Areia Fina	$0,06\text{mm} < \emptyset < 0,2\text{mm}$	30%
Silte	$0,002\text{mm} < \emptyset < 0,06\text{mm}$	6%
Argila	$\emptyset < 0,002\text{mm}$	14%

Fonte: (Adaptado de Rocha *et al.*, 2016)

O material trata-se de um solo residual proveniente de rochas areníticas, sendo classificado como uma areia argilosa (SC) através do sistema unificado de classificação de solos (SUCS).

Sabe-se, ainda, que a curva de retenção de água do solo é uma das mais relevantes propriedades para o estudo do comportamento de solos não saturados. Assim, através do método da secagem, foi possível obtê-la para uma amostra de solo coletada a 1,5 m de profundidade no local de estudo, conforme pode ser observada na Figura 23.

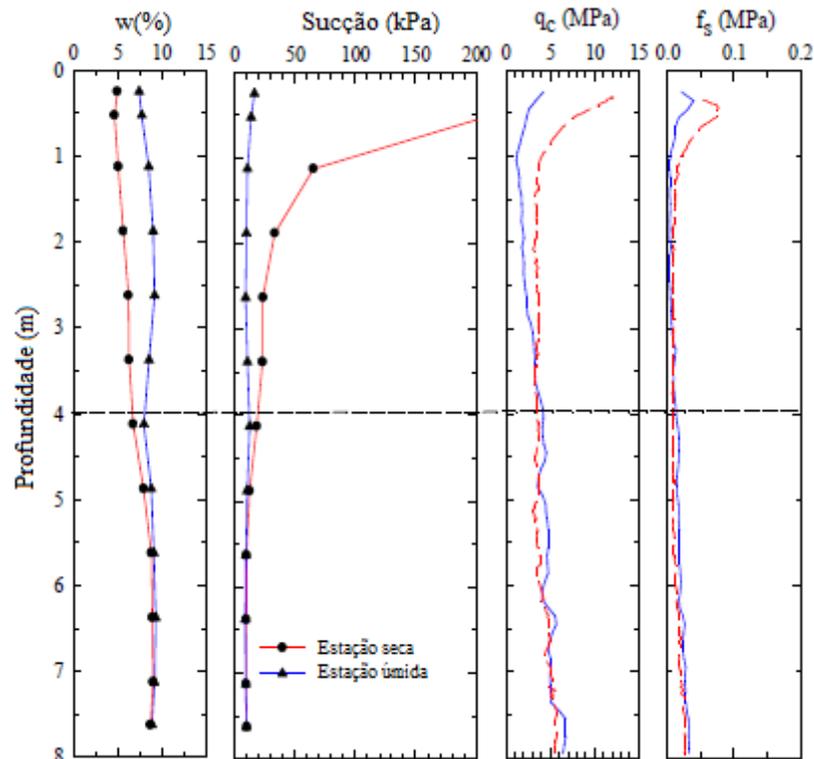
Figura 23 - Curva de retenção de água do solo para 1,5 m de profundidade



Fonte: (Modificado de Fagundes & Rodrigues, 2015) *apud* (Rocha *et al.*, 2016)

Os resultados dos dois ensaios de cone (CPTs) realizados no local de estudo em diferentes estações (seca e úmida) são apresentados na Figura 24. O perfil de sucção do solo foi determinado com base no teor de água do solo e na curva de retenção.

Figura 24 - Teor de água, sucção e duas medidas de resistência do cone realizadas em estação seca e úmida

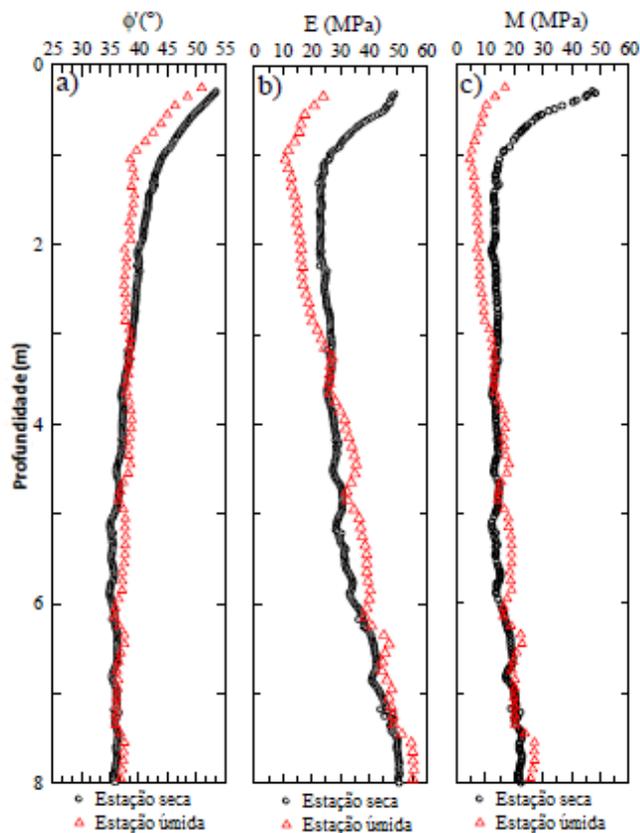


Fonte: (Adaptado de Rocha *et al.*, 2016)

Nota-se que as medidas de (q_c) e (f_s) aumentaram devido a uma maior sucção durante a estação seca, até 4 metros de profundidade, região correspondente à zona ativa do solo, e abaixo dessa profundidade, não houve variação das características principais do perfil de solo, uma vez que as variações na sucção foram muito baixas.

De forma paralela, os valores estimados de parâmetros constitutivos do solo em estações secas são maiores que os estimados para estações úmidas, devido a maior influência da sucção do solo em períodos secos. Os parâmetros de resistência, como ângulo de atrito (ϕ'), Módulo de Young (E) e Módulo Oedométrico (M), foram estimados com base no ensaio de cone, conforme apresentado na Figura 25.

Figura 25 - Interferência da sucção nos valores de parâmetros geotécnicos estimados



Fonte: (Adaptado de Rocha *et al.*, 2016)

De acordo com Rocha *et al.* (2016), medidas de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) do cone devem ser normalizadas para um valor de sucção de referência (zero de sucção), para se ter em conta a influência da sucção do solo sobre o seu comportamento, tanto em termos de classificação do solo, quanto da estimativa de parâmetros geotécnicos.

2.7.3 Curva típica de retenção de água para solos intermediários da Formação Barreiras

Sabe-se que as condições de umidade e sucção estão atreladas ao comportamento de solos não saturados, no que se refere aos parâmetros de resistência e rigidez. Sendo assim, o estudo realizado por meio de curvas de retenção que representem de forma adequada a relação entre a umidade e sucção do solo são relevantes para uma adequada caracterização geotécnica da área a ser estudada.

Lafayette (2006) apresentou análises em solos intermediários pertencentes à unidade geológica Formação Barreiras, realizadas no município do Cabo de Santo Agostinho – PE, distante 41 km da cidade do Recife, onde foram executados diversos ensaios visando o estudo geológico-geotécnico do processo erosivo em encostas.

Entre os ensaios realizados pela autora, tornou-se relevante a apresentação do ensaio da curva de retenção de água do solo no seu estado puro, tendo em vista a semelhança com o tipo de solo estudado neste trabalho.

O material utilizado para obtenção da curva de retenção foi retirado através de bloco de solo indeformado a uma profundidade de 1,5 metros, cuja composição granulométrica (peneiramento + sedimentação com defloculante) é exposta na Tabela 8.

Tabela 8 - Composição granulométrica do solo

Fração	Tamanho dos Grãos	Composição do Solo
Pedregulho	2,0mm < Ø < 60,0mm	1%
Areia Grossa	0,6mm < Ø < 2,0mm	1%
Areia Média	0,2mm < Ø < 0,6mm	38%
Areia Fina	0,06mm < Ø < 0,2mm	30%
Silte	0,002mm < Ø < 0,06mm	5%
Argila	Ø < 0,002mm	25%

Fonte: (Adaptado de Lafayette, 2006)

Adotando o sistema unificado de classificação de solos (SUCS), o solo pode ser classificado como sendo uma areia argilosa (SC).

A Tabela 9 apresenta as condições físicas iniciais de cada amostra e as umidades gravimétricas para determinação da curva de retenção de água do solo.

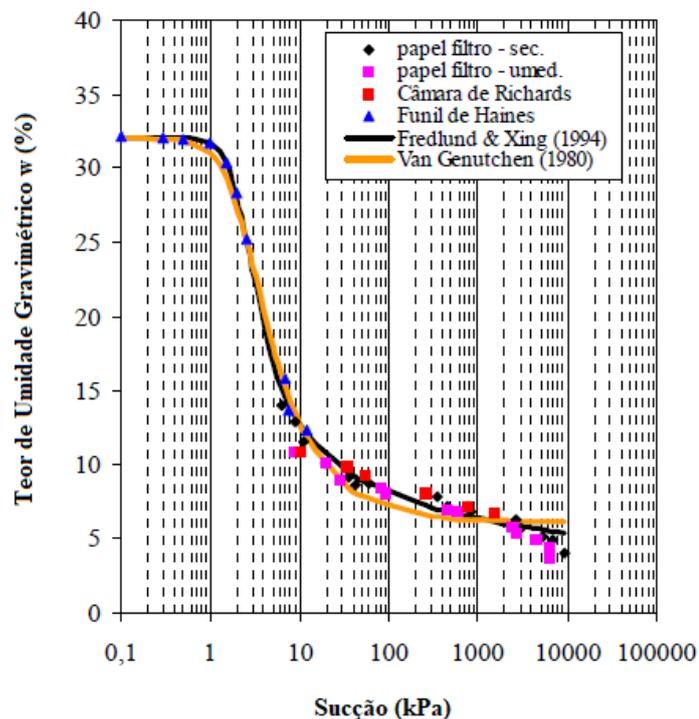
Tabela 9 - Índice físicos das amostras do solo a 1,5 metros de profundidade para determinação da curva de retenção de água do solo

Amostras	Massa Específica	Umidade	Índice de Vazios (e ₀)	Umidade Gravimétrica (%)
	Natural (g/cm ³)	Inicial (%)		
1	1,43	12,97	0,83	31,67
2	1,45	12,89	0,81	30,92

Fonte: (Adaptado de Lafayette, 2006)

Para a determinação da curva de retenção foram utilizados procedimentos de umedecimento e secagem, por meio das técnicas do Papel Filtro, Câmara de Pressão de Richards e método de Haines, e por fim, ajustadas de acordo com as propostas de Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994) *apud* Lafayette (2006), sendo apresentada na Figura 26.

Figura 26 - Curva de retenção de água do solo no estado natural: Sucção matricial versus teor de umidade gravimétrico



Fonte: (LAFAYETTE, 2006)

De acordo com Lafayette (2006), a curva de retenção obtida para o solo no seu estado indeformado configurou-se do tipo unimodal, típica de solos arenosos, apresentando um primeiro trecho com grande variação de umidade gravimétrica associada à pequena variação na sucção, seguido por um segundo trecho, onde se nota pequena variação de umidade associada à elevada variação de sucção. A intersecção destes dois trechos caracteriza a umidade residual.

O material apresentou valor de entrada de ar nos macroporos em torno de 1,5 kPa. Essa dessaturação da macroestrutura do solo ocorre para sucções baixas até mais ou menos 10 kPa.

Contudo, este modelo deve ser utilizado com cautela para o estudo do comportamento do solo avaliado neste trabalho, pois apesar de fatores como a distribuição granulométrica apresentarem características semelhantes entre os dois tipos de solos, outros fatores como as condições de compactação, distribuição dos poros e o índice de vazios influenciam na configuração da curva de retenção.

3 METODOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

Neste capítulo é apresentada a metodologia empregada no programa de investigação e as características da área em estudo. O programa de investigação para caracterização geotécnica do local incluiu uma campanha de ensaios de campo, tais como, perfis SPT, piezocone – CPTU, permeâmetro Guelph, coleta de amostras indeformadas (blocos) e ensaios laboratoriais, especificamente, ensaios de granulometria, limites de consistência, massa específica dos sólidos, compactação, ensaios oedométricos e ensaios de compressão triaxial drenados. Por fim, é apresentada a metodologia adotada para a avaliação da variabilidade temporal na área de estudo.

3.1 DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA ESTUDADA

O Aterro em estudo situa-se no município de Itapissuma/PE, composto por solos intermediários compactados, provenientes da unidade geológica “Formação Barreiras”. Trata-se de um aterro com altura máxima de aproximadamente 27,5 metros, podendo ter três ou quatro patamares e inclinação de 1:1,5 (V:H).

A área em questão pode ser observada na Figura 27, estando realçada por um polígono verde, contendo a escala no seu canto inferior direito. Localiza-se geograficamente a uma latitude de 7°47'19,5'' sul e a uma longitude de 34°55'37,5'' oeste.

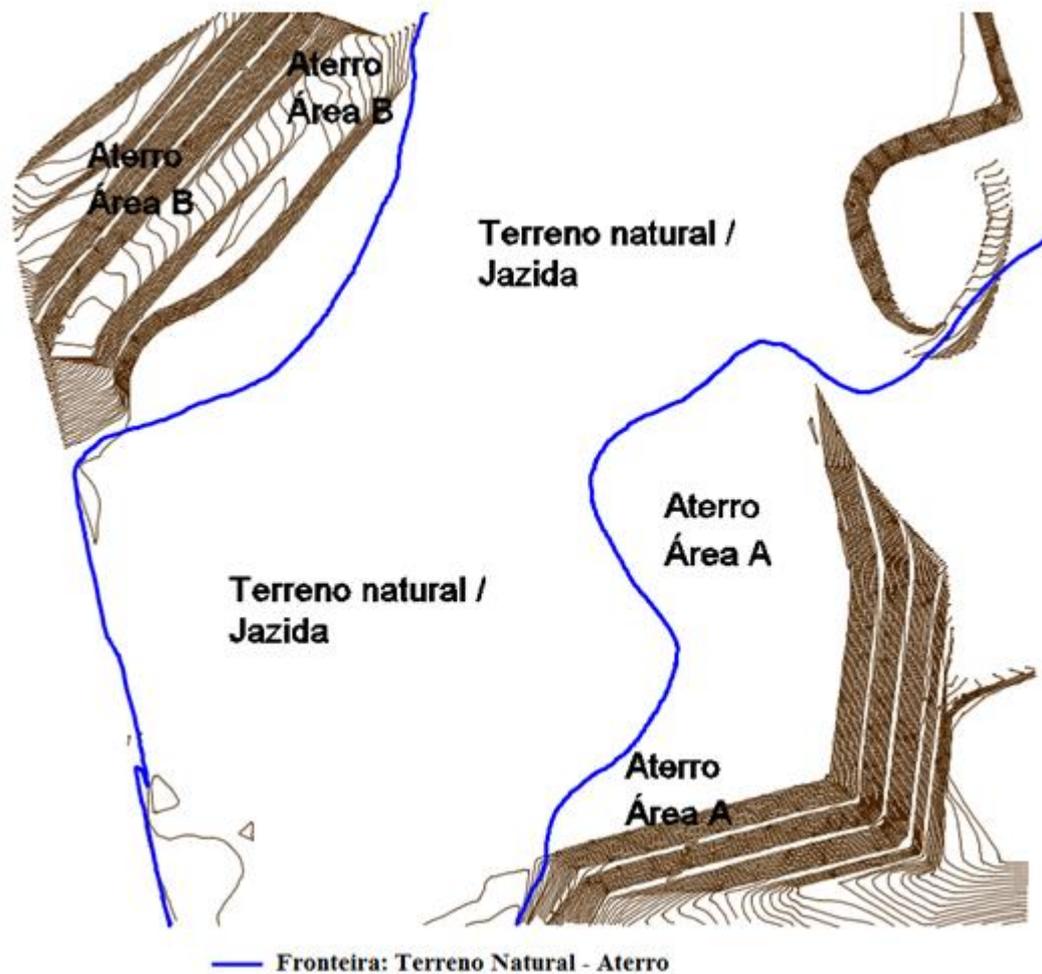
Figura 27 - Imagem de satélite da localização da área de estudo, acessada em 15/08/2016



A partir de dados topográficos, anteriores à implantação dos aterros, foi possível verificar que o terreno natural representava uma encosta com cota de aproximadamente 72 metros. Para a execução dos dois aterros foram cortados 8 metros do topo da encosta com volume de corte suficiente para atender o volume de aterro.

Assim, os aterros foram executados partindo da base do terreno natural até atingir a cota 64, sendo possível visualizar, na Figura 28, o desenho esquemático da área estudada após os serviços de terraplenagem.

Figura 28 - Modelo esquemático da área de estudo



Fonte: (COUTINHO, 2015)

3.1.1 Geologia local

O solo estudado pertence à unidade geológica, Formação Barreiras. De acordo com Coutinho *et al.* (1999), essa formação é a mais importante dos morros do Recife, sendo constituída por arenito conglomerático com seixos de quartzo, intercalados com blocos de argila e estratificação cruzada tubular. Em direção ao topo, separados por uma camada de argila, tem-se uma sequência arenítica média a grossa, de cor creme, com estratificação plano-paralela e pequenas intercalações de argila e silte.

Próximo à área de estudo encontram-se siltitos argilosos intercalados com arenitos médios, o que confirma a unidade geológica, Formação Barreiras, no local de estudo, juntamente com a presença de sedimentos de granulometria variada, caracterizados por uma mistura de areias e argilas.

3.2 METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

3.2.1 Ensaios de campo

3.2.1.1 Sondagens de simples reconhecimento com SPT

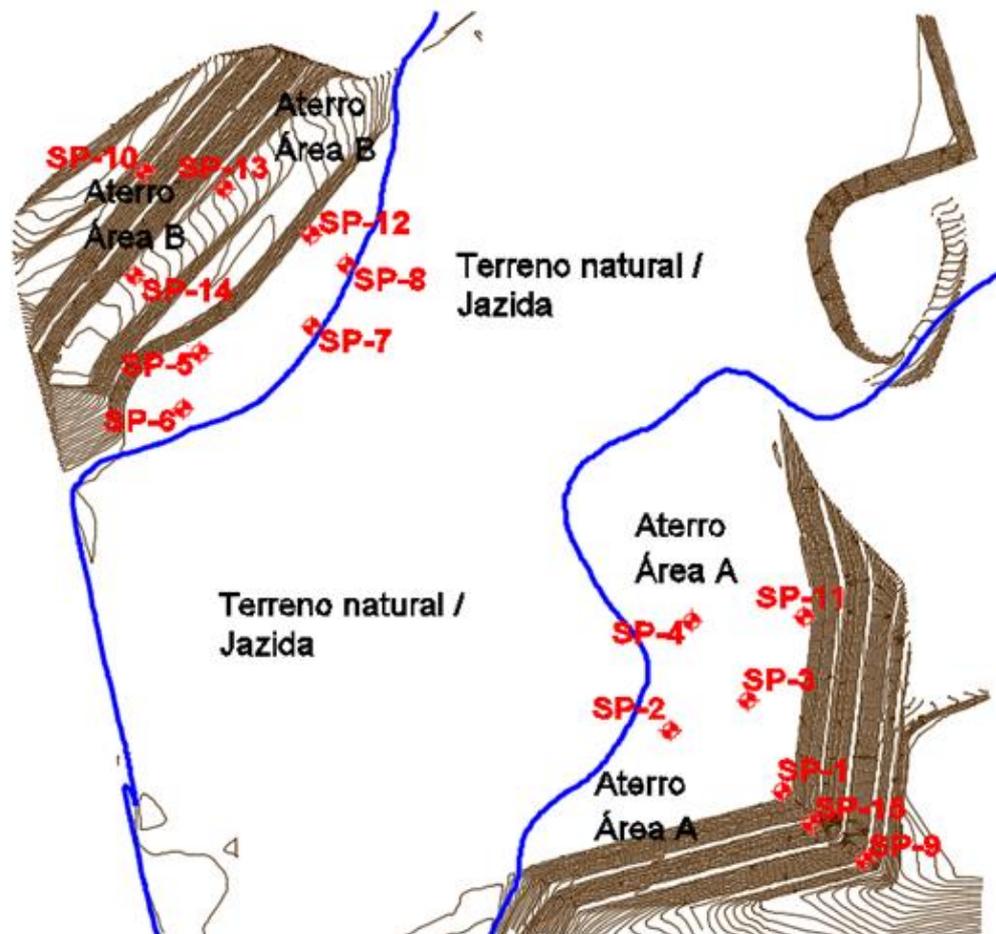
Foram realizadas sondagens de simples reconhecimento com medidas de N_{SPT} a cada metro. A utilização do ensaio SPT (*standard penetration test*) teve como objetivo contribuir para caracterização da área de estudo. Essas sondagens foram distribuídas de forma a contemplar toda área do aterro. No total foram realizados 15 furos à percussão com localização apresentada na Figura 29.

As sondagens seguiram as recomendações da NBR 6484/2001 (ABNT, 2001) e a classificação do solo de acordo com sua compactidade ou consistência seguiu as especificações contidas na NBR 7250/82 (ABNT, 1982).

Os resultados dos perfis de N_{SPT} podem ser vistos no capítulo 4 desta dissertação, sendo evidenciados aqueles que foram pertinentes à comparação com os valores de resistência obtidos através do ensaio de piezocone. A classificação do solo a partir das sondagens de simples

reconhecimento (perfis-SPT) foi utilizada para comparação com a classificação do material pelo ensaio de piezocone e pelos ensaios das curvas granulométricas obtidas em laboratório.

Figura 29 - Localização das sondagens de simples reconhecimento



- Legenda
- Sondagem (SPT)
 - Fronteira: terreno natural-aterro

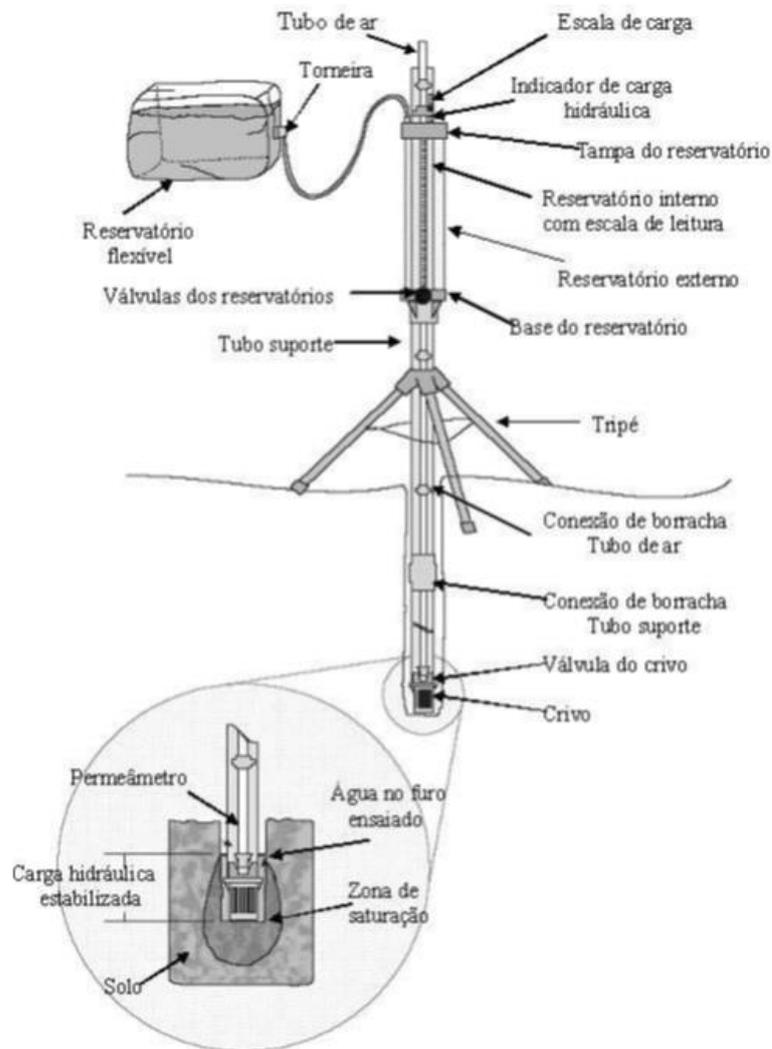
Fonte: (COUTINHO, 2015)

3.2.1.2 Ensaio do permeâmetro “Guelph”

A utilização do permeâmetro “Guelph” teve como objetivo a determinação da condutividade hidráulica em campo. O equipamento de carga constante permitiu realizar o ensaio pontual para obtenção do coeficiente de permeabilidade saturada (K_{fs}) e o potencial mátrico (ϕ_m) do solo.

Quanto à metodologia, foram seguidas as recomendações presentes no manual do usuário do permeâmetro “Guelph” (SOILMOISTURE, 1991). O equipamento é composto de um reservatório que fornece o suprimento de água para manter o nível constante. O reservatório é dividido em duas partes, conforme Figura 30.

Figura 30 - Esquema do Permeâmetro “Guelph”



Fonte: (Adaptado de Soilmoisture,1991)

A primeira parte trata-se de um reservatório interno graduado, o qual permite a leitura do fluxo de água, utilizado em solos de baixa permeabilidade. A segunda parte é referente ao reservatório externo, o qual é utilizado em combinação com o reservatório interno na situação do solo possuir uma permeabilidade de moderada a alta. Dessa forma, a escolha dos reservatórios é função da permeabilidade do material.

A realização das leituras deve ser feita quando o fluxo de água alcança a condição de regime permanente, ou seja, quando a variação de altura do nível de água, em três leituras consecutivas, permanecer constante. Assim, a permeabilidade saturada (K_{fs}) e o potencial mátrico (ϕ_m) podem ser calculados por equações pré-estabelecidas.

O ensaio também permite a verificação das umidades inicial e final do solo, sendo determinada para todos os pontos de ensaio na mesma vertical.

O programa de ensaios do permeâmetro Guelph contemplou sete verticais distribuídas na área de estudo, atingindo a profundidade de quatro metros, devido às limitações do equipamento. A cada metro da vertical executada foi realizado um ensaio para obtenção de K_{fs} , ϕ_m e o teor de umidade inicial e final.

Os resultados dos ensaios do permeâmetro “Guelph” pertinentes à comparação com os valores de permeabilidade estimados através do ensaio de piezocone podem ser vistos no capítulo 4 desta dissertação.

3.2.1.3 Ensaio de piezocone

O ensaio de penetração de cone é normatizado pela ASTM D-5778-95 “*Standart test method for performing electronic friction cone and piezocone testing of soils*” e no Brasil pela NBR 12069/1991 “Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)”.

Os procedimentos para realização dos ensaios de piezocone foram atrelados às normas já citadas, com exceção ao que se refere à velocidade dos ensaios fora do padrão (2,0 cm/s).

Os testes compreendem a penetração de um cone de aço, de 10 cm² de área de ponta com diâmetro de 3,57 cm, forçado de maneira estática no terreno, a uma velocidade de penetração constante, de 1,0 cm/s, 2,0 cm/s e 3,0 cm/s com leituras simultâneas (a cada centímetro de cravação) das seguintes medidas:

- Resistência de ponta “ q_c ”;
- Resistência ao atrito lateral “ f_s ”;
- Poro-pressão (u_2);

- Inclinação do cone;
- Velocidade de cravação.

As Figuras 31 e 32 ilustram os equipamentos utilizados nas campanhas de ensaios CPTU, e a Figura 33 representa o corte esquemático da ponteira CPTU.

Figura 31 - Cone e caixa de dados para ensaios CPTU



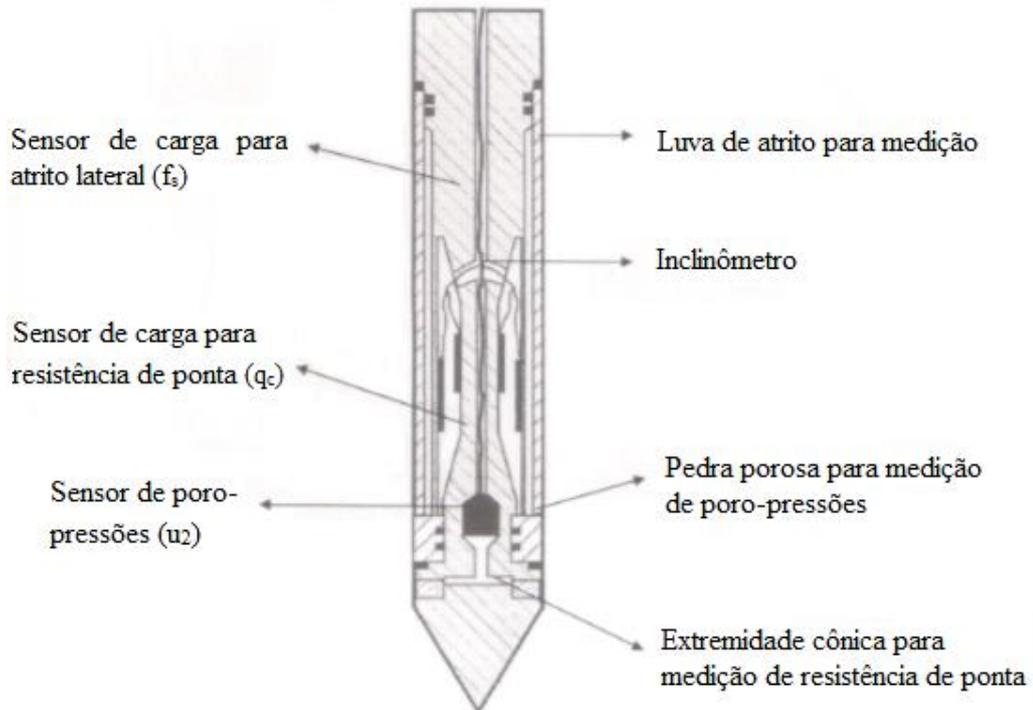
Fonte: (DAMASCO PENNA, 2016)

Figura 32 - Equipamento para cravação de ponteira CPTU, com capacidade de cravação de até 20 tf



Fonte: (DAMASCO PENNA, 2016)

Figura 33 - Corte esquemático da ponteira CPTU

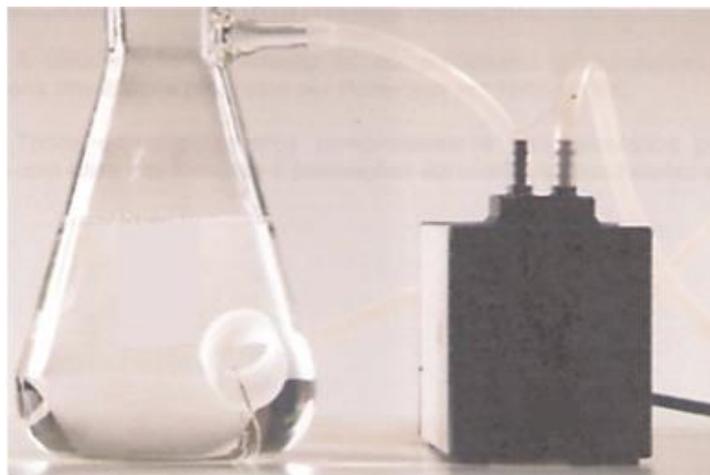


Fonte: (DAMASCO PENNA, 2016)

Para a leitura das poro-pressões, foi utilizada pedra porosa previamente saturada localizada na base do cone (posição u_2).

A saturação do elemento poroso foi realizada previamente ao teste, em câmara de vácuo, garantindo total desaeração, conforme Figura 34.

Figura 34 - Sistema de saturação de pedras porosas



Fonte: (DAMASCO PENNA, 2016)

3.2.1.3.1 Programa dos ensaios de piezocone

Foram realizadas duas campanhas de ensaios de piezocone: a primeira campanha de ensaios foi realizada no mês de setembro de 2015, contemplando a execução de três perfurações à velocidade padrão de 2,0 cm/s. Na Tabela 10 é apresentado o quadro resumo de perfurações da primeira campanha de ensaios.

Tabela 10 - Quadro resumo de perfuração da primeira campanha de ensaios

Ensaio	Profundidade (m)
CPTU-01	30,01
CPTU-02	27,55
CPTU-03	18,61
Total Perfurado	76,17

A segunda campanha de ensaios foi realizada no mês de dezembro de 2015, contemplando a execução de três perfurações fora da velocidade padrão para possível tentativa de análise das condições de drenagem do aterro. Foram realizados dois furos à velocidade de 1,0 cm/s (CPTU-01A e CPTU-03A) e um furo à velocidade de 3,0 cm/s (CPTU-01B). Essas foram a menor e maior velocidade de cravação suportada pelo equipamento. Na Tabela 11 é apresentado o quadro resumo de perfurações da segunda campanha de ensaios.

Tabela 11 - Quadro resumo de perfuração da segunda campanha de ensaios

Ensaio	Profundidade (m)
CPTU-01A	31,65
CPTU-01B	29,84
CPTU-03A	20,21
Total Perfurado	81,70

Durante a execução do ensaio CPTU-03A foram realizados dois ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão para determinação do coeficiente de adensamento do solo, porém, eles não foram analisados devido à falta de cuidados com a saturação do elemento poroso, impossibilitando assim, a obtenção adequada do coeficiente de adensamento horizontal.

A escolha de um fluido de preenchimento adequado para solos na condição não saturada é de fundamental importância para evitar a dessaturação do elemento poroso durante a realização do ensaio de piezocone.

De maneira alternativa, a determinação do coeficiente de adensamento do solo foi realizada a partir de ensaios laboratoriais, especificamente, por meio de ensaios oedométricos.

3.2.2 Amostragem

As amostras indeformadas foram extraídas com o mínimo de perturbação possível, procurando manter sua estrutura e condições de umidade e compactidade natural. Na Figura 35 é ilustrada a atividade de campo, com o procedimento de extração das amostras indeformadas (blocos).

Figura 35 - Retirada das amostras indeformadas (blocos)



Fonte: (COUTINHO, 2015)

No total foram extraídos 11 blocos de amostras indeformadas, representativas de material da Formação Barreiras, os quais estão representados na Figura 36 e indicados na Tabela 12 que apresenta uma síntese de localização, profundidade e data de retirada dos blocos. Para a retirada das amostras, seguiu-se a NBR 9604/86 (ABNT, 1986).

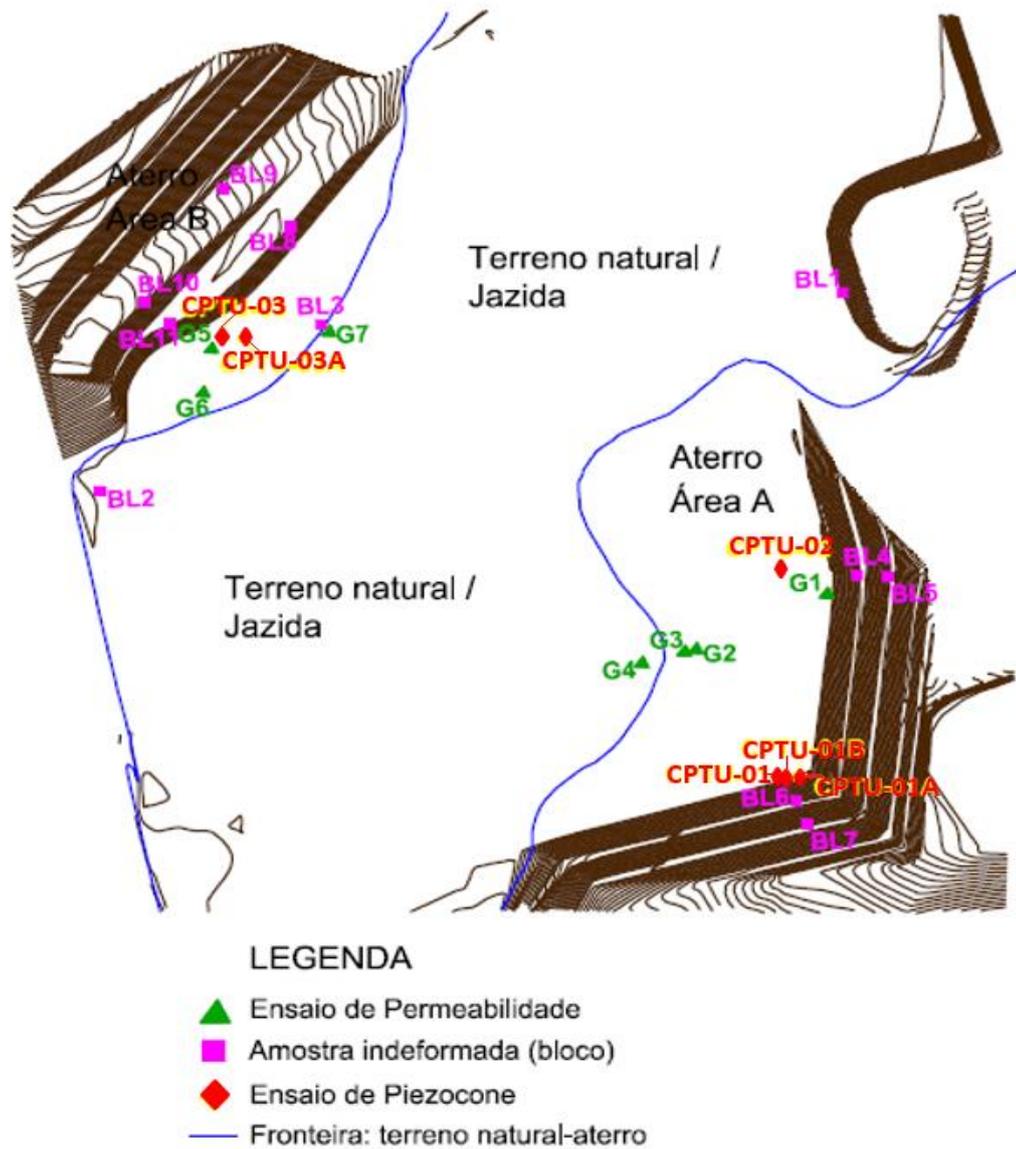
Para comparação de resultados entre os ensaios realizados em laboratório e os ensaios CPTU realizados em campo, foram selecionados seis blocos, adotando o critério de aproximação com os ensaios de piezocone. Os blocos 6 e 7 correspondem aos ensaios CPTU-01, CPTU-01A e CPTU-01B, os blocos 4 e 5 estão associados ao ensaio CPTU-02 e os blocos 10 e 11 correspondentes aos ensaios CPTU-03 e CPTU-03A.

Tabela 12 - Síntese da localização, profundidade e data de retirada dos blocos

Bloco	Profundidade a partir do topo (m)	Localização	Data
Bloco 1	1,1	Terreno Natural / Jazida	07/08/2015
Bloco 2	1,7	Terreno Natural / Jazida	21/08/2015
Bloco 3	1,7	Fronteira: Terreno Natural-Aterro	15/10/2015
Bloco 4	1,1	Aterro – Área A	20/10/2015
Bloco 5	1,1	Aterro – Área A	20/10/2015
Bloco 6	1,4	Aterro – Área A	21/10/2015
Bloco 7	1,5	Aterro – Área A	21/10/2015
Bloco 8	2,35	Aterro – Área B	22/10/2015
Bloco 9	1,6	Aterro – Área B	22/10/2015
Bloco 10	2,4	Aterro – Área B	23/10/2015
Bloco 11	2,2	Aterro – Área B	23/10/2015

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 36 - Localização das amostras indeformadas, ensaios CPTU e ensaios de permeabilidade



Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

3.2.3 Ensaios de laboratório

Os ensaios laboratoriais foram realizados no campus da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, no laboratório de solos e instrumentação do Centro de Tecnologia e Geociências – CTG, seguindo os pressupostos das normas técnicas brasileiras da ABNT.

Durante a investigação de campo foram retiradas e coletadas amostras indeformadas em forma de blocos para posterior realização em laboratório dos ensaios de granulometria, limites de

consistência, massa específica dos sólidos, compactação, ensaios oedométricos duplos (adensamento) e ensaios de compressão triaxial drenados.

No presente trabalho os ensaios de compactação e de compressão triaxial drenados não serão abordados por não fazerem parte dos reais objetivos desta dissertação, no entanto, podem ser obtidos em Coutinho (2015).

3.2.3.1 Ensaios de caracterização física dos solos

A parte sólida dos solos é composta por um grande número de partículas que possuem diferentes dimensões. A Tabela 13 apresenta a classificação dos grãos constituintes dos solos segundo a escala granulométrica brasileira NBR 6502/95.

Tabela 13 - Classificação dos grãos constituintes do solo

Classificação	Diâmetro dos Grãos
Argila	Menor que 0,002 mm
Silte	Entre 0,06 e 0,002 mm
Areia	Entre 2,00 e 0,060 mm
Pedregulho	Entre 60,00 e 2,00 mm

O ensaio granulométrico consiste em separar as partes sólidas do solo em frações e, dessa forma, determina-se a curva granulométrica.

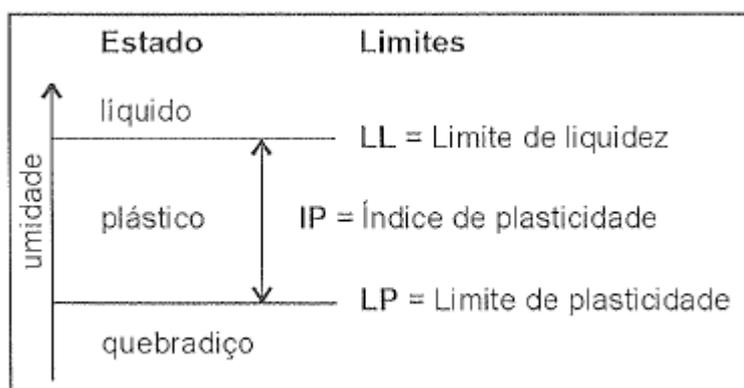
A fração grossa foi obtida através do processo de peneiramento, e a fração fina determinada através de sedimentação dos sólidos em meio líquido, conforme recomendações da NBR 7181/84.

Foram utilizados dois procedimentos para determinar a fração fina do solo. O primeiro consistiu em realizar a sedimentação em meio líquido com a adição de defloculante (hexametáfosfato de sódio) ao líquido; o segundo foi realizado sem adição do defloculante.

Em relação aos limites de consistência, o solo pode ter seu comportamento subdividido em três estados, conforme apresentado na Figura 37, a depender do teor de umidade presente no material.

Os ensaios para obtenção dos limites de liquidez e plasticidade seguiram as recomendações da NBR 6459/84 e NBR7180/84, respectivamente.

Figura 37 - Limites de Atterberg dos solos



Fonte: (PINTO, 2006)

Para determinação da massa específica dos sólidos que é a relação entre a massa e o volume do solo, extraindo o ar existente entre suas partículas, foram realizados ensaios que seguiram as recomendações da norma DNER-ME 093/94.

Existem dois métodos para a sua determinação, o método de bomba de vácuo e picnômetro aquecido. Ambos apresentam determinações confiáveis quando seguidos os procedimentos e cuidados recomendados na referida norma. Neste trabalho, para a extração de ar do picnômetro, foi utilizado o método de bomba de vácuo.

3.2.3.2 Ensaio oedométrico duplo

Para os ensaios oedométricos duplos, que avaliam a compressibilidade do material em estudo, foram utilizadas células do tipo Bishop e prensas de adensamento fabricadas pela Ronald Top S.A. As deformações foram medidas através de relógios comparadores.

As amostras indeformadas em forma de blocos foram ensaiadas através de corpos de prova nas condições de umidade natural e inundada, conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 - Resumo dos ensaios oedométricos realizados

Amostra	Localização	Condição de umidade do corpo de prova	Nº de Ensaios
Bloco 1	Terreno Natural / Jazida	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 2	Terreno Natural / Jazida	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 3	Fronteira: Terreno Natural / Jazida	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 4	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 5	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 6	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 7	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 8	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 9	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 10	Aterro	Natural	1
		Inundado	1
Bloco 11	Aterro	Natural	1
		Inundado	1

(COUTINHO, 2015)

3.3 AVALIAÇÃO DA VARIABILIDADE TEMPORAL NA ÁREA EM ESTUDO

Os registros de precipitação pluviométrica foram obtidos através de pluviômetro localizado na área em estudo, instalado a partir de julho de 2015. O monitoramento da pluviometria foi realizado de segunda a sexta-feira durante o período de agosto a dezembro de 2015.

O modelo de pluviômetro utilizado foi o Ville de Paris, apresentado na Figura 38 e, fabricado pela APAGER. O equipamento é constituído de um tubo confeccionado com inox 304 n° 26, possuindo dimensões de 630 mm de altura; 400 cm² de área de captação; 225,7 mm de diâmetro da boca; peso de 3 kg e com 200 mm de capacidade de chuva.

Figura 38 - Pluviômetro Ville de Paris instalado na área de estudo



Fonte: (COUTINHO, 2015)

Na sua instalação utilizou-se uma haste de suporte para fixação do equipamento, braçadeiras, soldas e rebites.

Quanto à localização e segurança do equipamento na área em estudo, seguiram-se as recomendações do Departamento de Hidrometeorologia – DEHI vinculado à Secretaria de Recursos Hídricos de Pernambuco – SRH.

A relevância desse procedimento se deu pela possibilidade de variação da umidade e sucção durante os períodos secos e úmidos, particularmente na zona ativa de solos não saturados. Essa variação de umidade e sucção causa alterações aos parâmetros de resistência e rigidez do material e, conseqüentemente, influencia as medidas de ensaios de piezocone realizados em diferentes períodos.

Dessa forma, avaliou-se a influência da variabilidade temporal no período compreendido entre a realização da primeira e segunda campanha dos ensaios de piezocone, obtidas em setembro e dezembro de 2015, respectivamente.

Foram registrados valores de precipitação acumulada por meio do pluviômetro local e através de dados obtidos pela APAC (Agência Pernambucana de Águas e Clima, 2017) referentes ao posto 520, localizado no município de Itapissuma/PE, estando a 2,7 km da área estudada.

Para avaliar o efeito da variabilidade temporal, foram apresentados valores diários de precipitação acumulada para os meses de setembro e dezembro de 2015, considerando adequado o intervalo de sete dias como sendo o período para atingir o equilíbrio das medidas de umidade e sucção.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

No presente capítulo serão apresentados e discutidos os resultados da avaliação das condições de drenagem do solo quando carregado através dos ensaios CPTU e da variabilidade temporal entre as campanhas dos ensaios de piezocone. Em seguida, serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de campo (sondagens de simples reconhecimento, condutividade hidráulica e piezocone) e laboratório (granulometria, limites de consistência, massa específica dos sólidos e oedométricos duplos).

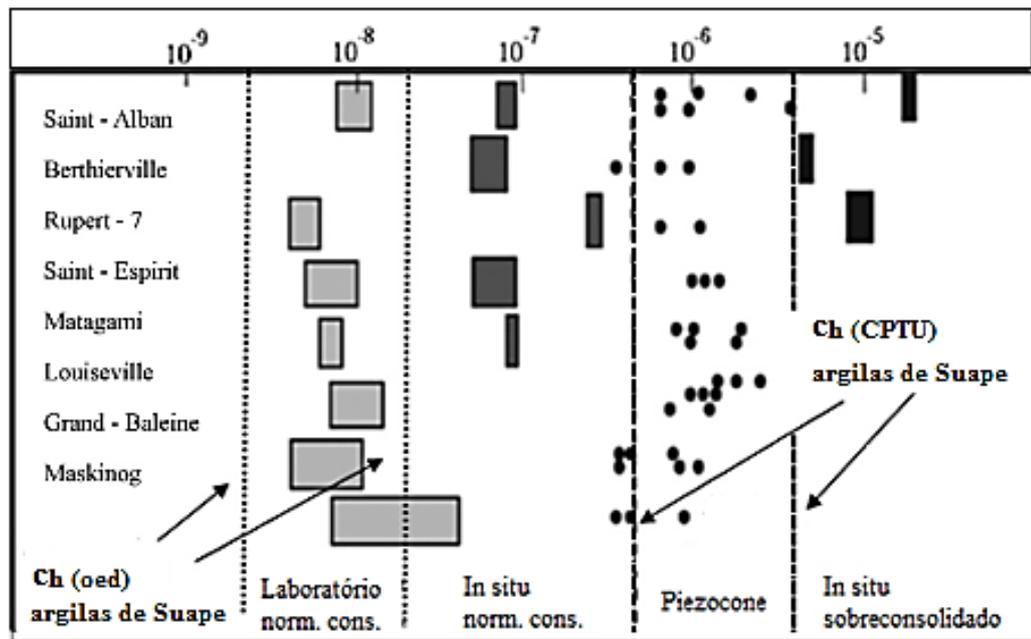
4.1 RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM

Para a identificação das condições de drenagem da área de estudo, foi utilizado o parâmetro adimensional (V), considerando as propostas de Randolph & Hope (2004), Schnaid (2009) e Dienstmann *et al.* (2017). Além disso, a realização dos ensaios oedométricos duplos contribuíram para determinação do coeficiente de adensamento vertical na condição normalmente adensada, os quais foram correlacionados para estimar o coeficiente de adensamento horizontal (piezocone) e posteriormente calcular o parâmetro adimensional (V).

4.1.1 Determinação dos coeficientes de adensamento

Para a determinação do coeficiente de adensamento vertical (C_v) foram utilizados ensaios oedométricos realizados em laboratório sob condições inundada e de umidade natural. Posteriormente foram obtidos valores de C_v em campo através de correlações citadas na literatura, de acordo com a Figura 39.

Figura 39 - Coeficientes de consolidação (m^2/s) (de Leroueil & Hight, 2003) e resultados das argilas de Suape



Fonte: (LEROUEIL & HIGH, 2003) *apud* (COUTINHO & BELLO, 2014)

Leroueil & Hight (2003) *apud* Coutinho & Bello (2014) avaliaram o coeficiente de consolidação determinado através de vários métodos, entre eles ensaios oedométricos e ensaios de piezocone. Posteriormente, Coutinho & Bello (2014) verificaram a eficácia dos estudos realizados para caracterização geotécnica de argilas moles em Suape/PE.

Diante dos resultados obtidos verificou-se que os valores dos coeficientes de adensamento em campo na condição normalmente adensada são, tipicamente, 10 vezes mais elevados do que os valores obtidos por meio do ensaio oedométrico em laboratório, e estes também na condição normalmente adensada são cerca de duas ordens de grandeza menores do que os valores encontrados para ensaios de piezocone.

O procedimento utilizado para determinação do coeficiente de adensamento vertical, a partir do ensaio oedométrico em laboratório, consistiu na realização de uma média entre os dois valores de C_v (oed) correspondentes às tensões (de 320 e 640 kPa) superiores à tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), para garantir que o resultado de C_v (oed), referente a cada bloco indeformado, se encontrasse na condição normalmente adensada, conforme foi apresentado nas Tabelas 15 a 26.

Tabela 15 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 4 na condição inundada

Bloco 4 (cond. Inundada)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
40	320	1,80E-08	1,68E-08
	640	1,55E-08	

Tabela 16 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 5 na condição inundada

Bloco 5 (cond. Inundada)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
70	320	1,51E-08	1,60E-08
	640	1,69E-08	

Tabela 17 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 6 na condição inundada

Bloco 6 (cond. Inundada)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
132	320	1,80E-08	1,72E-08
	640	1,63E-08	

Tabela 18 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 7 na condição inundada

Bloco 7 (cond. Inundada)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
23	320	1,69E-08	1,65E-08
	640	1,60E-08	

Tabela 19 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 10 na condição inundada

Bloco 10 (cond. Inundada)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
32	320	1,44E-08	1,34E-08
	640	1,23E-08	

Tabela 20 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 11 na condição inundada

Bloco 11 (cond. Inundada)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
107	320	3,60E-08	3,36E-08
	640	3,12E-08	

Tabela 21 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 4 na condição de umidade natural

Bloco 4 (cond. Umidade Natural)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
180	320	2,17E-08	2,06E-08
	640	1,95E-08	

Tabela 22 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 5 na condição de umidade natural

Bloco 5 (cond. Umidade Natural)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
86	320	1,78E-08	1,78E-08
	640	1,77E-08	

Tabela 23 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 6 na condição de umidade natural

Bloco 6 (cond. Umidade Natural)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
197	320	1,90E-08	1,86E-08
	640	1,82E-08	

Tabela 24 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 7 na condição de umidade natural

Bloco 7 (cond. Umidade Natural)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
33	320	1,38E-08	1,28E-08
	640	1,18E-08	

Tabela 25 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 10 na condição de umidade natural

Bloco 10 (cond. Umidade Natural)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
55	320	1,54E-08	1,46E-08
	640	1,37E-08	

Tabela 26 - Valores de $C_v(t_{90})$ para o Bloco 11 na condição de umidade natural

Bloco 11 (cond. Umidade Natural)			
σ'_{vm} (kPa)	Tensão (kPa)	$C_v(t_{90})$ m ² /s	Média $C_v(t_{90})$ m ² /s
212	320	2,97E-08	2,77E-08
	640	2,56E-08	

Em posse dos valores de C_v (oed), na condição normalmente adensada, foram selecionados os dois valores C_v (oed) representativos do par de blocos indeformados mais próximos a cada ensaio CPTU e feito uma média entre eles para determinação do parâmetro C_v (oed), correspondente a cada ensaio de piezocone.

Para os ensaios CPTU-01, CPTU-01A e CPTU-01B os blocos mais próximos foram o 6 e 7, já para o ensaio CPTU-02 foram utilizados os blocos 4 e 5 e por fim, para os ensaios CPTU-03 e CPTU-03A os blocos próximos foram 10 e 11. O procedimento foi realizado na tentativa de buscar uma similaridade entre os geomateriais presentes nos blocos indeformados com aqueles existentes no local dos ensaios de piezocone. Os valores de C_v (oed) correspondente a cada ensaio de piezocone foram apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 - Valores de C_v (oed) correspondentes a cada ensaio de piezocone

Ensaio CPTU	Blocos Correspondentes	$C_v(t_{90})$ m ² /s	
		Cond. Inundada	Cond. Umidade Natural
CPTU-01 CPTU-01A CPTU-01B	6 e 7	1,68E-08	1,57E-08
CPTU-02	4 e 5	1,64E-08	1,92E-08
CPTU-03 CPTU-03A	10 e 11	2,35E-08	2,11E-08

Em posse dos valores de C_v (NA) em campo estimados através de correlações com ensaios de adensamento executados em laboratório e apresentados na Tabela 28, foi possível considerar os valores de C_h (NA) em campo referente a cada ensaio através da equação (37) e por fim, pôde ser estimado C_h (piezocone) expresso através da equação (38).

Tabela 28 - Valores estimados de C_v (NA) em campo

Ensaio CPTU	Blocos Correspondentes	C_v (NA) m ² /s	
		Cond. Inundada	Cond. Umidade Natural
CPTU-01 CPTU-01A CPTU-01B	6 e 7	1,68E-07	1,57E-07
CPTU-02	4 e 5	1,64E-07	1,92E-07
CPTU-03 CPTU-03A	10 e 11	2,35E-07	2,11E-07

$$C_h(NA) = \frac{k_h}{k_v} C_v(NA) \quad (37)$$

$$C_h(\text{Piezocone}) = \frac{CR}{RR} C_h(NA) \quad (38)$$

Onde: C_v (NA) é o coeficiente de adensamento vertical em campo na condição normalmente adensada estimado através de correlações com resultados de ensaios de adensamento executados em laboratório; k_h/k_v é a razão de permeabilidade em argilas, segundo Jamiolkowski *et al.* (1985) seus valores variam de acordo com a Tabela 5; C_h (NA) é o valor do coeficiente de adensamento horizontal em campo na condição normalmente adensada; $CR/RR = C_c/C_r$ que é a razão entre o índice de compressão e o índice de descompressão; C_h (Piezocone) é o valor do coeficiente horizontal estimado para o ensaio de piezocone, o qual será utilizado para obtenção do parâmetro V adimensional.

Para estimativa do C_h (NA) foi utilizado o valor de 1,25 para a parcela correspondente à razão de permeabilidade em argilas, adotando-se o valor médio referente ao intervalo para argilas homogêneas, sem macroestrutura definida. Os valores de C_h (NA) podem ser observados na Tabela 29.

Tabela 29 - Valores estimados de C_h (NA) em campo

Ensaio CPTU	Blocos Correspondentes	$C_h(NA)$ m ² /s	
		Cond. Inundada	Cond. Umidade Natural
CPTU-01	6 e 7	2,10E-07	1,96E-07
CPTU-01A			
CPTU-01B			
CPTU-02	4 e 5	2,05E-07	2,40E-07
CPTU-03	10 e 11	2,93E-07	2,64E-07
CPTU-03A			

Quanto à estimativa do C_h (piezocone) foram utilizados valores reais dos índices de compressão e descompressão dos ensaios oedométricos, empregando-se o coeficiente CR/RR (médio), para cada dois blocos indeformados associados aos ensaios de piezocone, conforme apresentado nas Tabelas 30 e 31 para as condições inundada e de umidade natural, respectivamente.

Tabela 30 - Valores de C_h (piezocone) e dos índices de adensamento para condição inundada

Ensaio CPTU	Blocos Correspondentes	CR	RR	CR/RR	CR/RR (Médio)	C_h (piezocone) m ² /s
CPTU-02	Bloco 4	0,219	0,019	11,53	13,29	2,72E-06
	Bloco 5	0,241	0,016	15,06		
CPTU-01	Bloco 6	0,23	0,02	11,50	9,61	2,02E-06
CPTU-01A						
CPTU-01B	Bloco 7	0,224	0,029	7,72		
CPTU-03	Bloco 10	0,28	0,022	12,73	10,63	3,12E-06
CPTU-03A	Bloco 11	0,179	0,021	8,52		

Tabela 31 - Valores de C_h (piezocone) e dos índices de adensamento para condição de umidade natural

Ensaio CPTU	Blocos Correspondentes	CR	RR	CR/RR	CR/RR (Médio)	C_h (piezocone) m ² /s
CPTU-02	Bloco 4	0,352	0,019	18,53	13,64	3,27E-06
	Bloco 5	0,245	0,028	8,75		
CPTU-01 CPTU-01A CPTU-01B	Bloco 6 Bloco 7	0,344 0,228	0,023 0,026	14,96 8,77	11,86	2,33E-06
CPTU-03 CPTU-03A	Bloco 10 Bloco 11	0,276 0,179	0,021 0,021	13,14 8,52		

4.1.2 Determinação das velocidades normalizadas e das velocidades de penetração que devem ser evitadas

Serão apresentados valores calculados de V , a partir da equação (36), e os resultados da avaliação de drenagem segundo as propostas de Randolph & Hope (2004), Schnaid (2009) e Dienstmann *et al.* (2017). Assim como, os intervalos de velocidade de penetração que devem ser evitados para impedir a ocorrência de drenagem parcial durante a realização dos ensaios de piezocone.

A Tabela 32 apresenta as velocidades adimensionais calculadas para os ensaios da primeira campanha (CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03) à velocidade padrão.

Tabela 32 - Valores das velocidades adimensionais para os ensaios da primeira campanha

Ensaio CPTU	Velocidade de cravação v (m/s)	Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m ² /s)		Velocidade Adimensional V	
			Cond. Inundada	Cond. U. Natural	Cond. Inundada	Cond. U. Natural
CPTU-01	0,02	0,0357	2,02E-06	2,33E-06	3,54E+02	3,07E+02
CPTU-02			2,72E-06	3,27E-06	2,62E+02	2,18E+02
CPTU-03			3,12E-06	2,86E-06	2,29E+02	2,50E+02

As velocidades adimensionais calculadas para os ensaios da segunda campanha (CPTU-01A, CPTU-01B, CPTU-03A) fora da velocidade padrão, apresentaram os seguintes resultados (Tabela 33):

Tabela 33 - Valores das velocidades adimensionais para os ensaios da segunda campanha

Ensaio CPTU	Velocidade de cravação v (m/s)	Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m ² /s)		Velocidade Adimensional V	
			Cond. Inundada	Cond. U. Natural	Cond. Inundada	Cond. U. Natural
CPTU-01A	0,01	0,0357	2,02E-06	2,33E-06	1,77E+02	1,53E+02
CPTU-01B	0,03		2,02E-06	2,33E-06	5,31E+02	4,60E+02
CPTU-03A	0,01		3,12E-06	2,86E-06	1,14E+02	1,25E+02

4.1.2.1 Segundo proposta de Randolph & Hope (2004)

Segundo Randolph & Hope (2004), a drenagem parcial ocorre no intervalo V entre 0,3 e 30, verificou-se que o solo estudado, quando carregado nas diferentes velocidades de penetração (1,0 cm/s a 3,0 cm/s), apresentou comportamento não drenado, tanto para as condições de umidade natural, quanto para as condições inundada.

A Tabela 34 apresenta os intervalos de velocidade de cravação, obtidos a partir da equação (39), que ao serem utilizados geram a ocorrência da condição parcialmente drenada.

$$v = \frac{V \cdot C_h}{d} \quad (39)$$

Ensaio realizados com velocidades dentro destes intervalos não poderiam ser interpretados em termos de tensão efetiva, nem tão pouco em termos de tensões totais. Dessa forma, deve-se evitar o carregamento da sonda piezométrica a velocidades dentro destes intervalos.

Tabela 34 - Intervalos de velocidade que acarretariam em condição parcialmente drenada

Condição Inundada						
Ensaio CPTU	Velocidade adimensional V		Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m^2/s)	Velocidade de cravação v (m/s)	
	Mín.	Máx.			Mínima	Máxima
CPTU-01	0,3	30	0,0357	2,02E-06	1,70E-05	1,70E-03
CPTU-01A						
CPTU-01B						
CPTU-02	0,3	30	0,0357	2,72E-06	2,29E-05	2,29E-03
CPTU-03	0,3	30	0,0357	3,12E-06	2,62E-05	2,62E-03
CPTU-03A						
Condição de Umidade Natural						
Ensaio CPTU	Velocidade V		Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m^2/s)	Velocidade de cravação v (m/s)	
	Mín.	Máx.			Mínima	Máxima
CPTU-01	0,3	30	0,0357	2,33E-06	1,96E-05	1,96E-03
CPTU-01A						
CPTU-01B						
CPTU-02	0,3	30	0,0357	3,27E-06	2,75E-05	2,75E-03
CPTU-03	0,3	30	0,0357	2,86E-06	2,40E-05	2,40E-03
CPTU-03A						

4.1.2.2 Segundo proposta de Schnaid (2009)

No estudo de Schnaid (2009), o valor limite de V para transição das condições de drenagem é diferente para cada geomaterial, a depender da rigidez do solo e da razão de pré-adensamento (OCR). Sendo assim, a curva de drenagem deve ser estabelecida antes da realização de uma extensa investigação em depósitos de solos intermediários. Uma recomendação geral é que a drenagem parcial ocorra no intervalo V entre 10^{-1} e 10^{+2} .

Considerando esta proposta, constatou-se que o solo, quando carregado nas diferentes velocidades de cravação (1,0 cm/s a 3,0 cm/s), demonstrou comportamento não drenado para as condições de umidade natural e inundada.

Na Tabela 35 foram apresentados os intervalos de velocidade de cravação que acarretariam em condição parcialmente drenada para o material estudado.

Tabela 35 - Intervalos de velocidade que acarretariam em condição parcialmente drenada

Condição Inundada						
Ensaio CPTU	Velocidade V		Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m²/s)	Velocidade de cravação v (m/s)	
	Mín.	Máx.			Mínima	Máxima
CPTU-01	0,1	100	0,0357	2,02E-06	5,65E-06	5,65E-03
CPTU-01A						
CPTU-01B						
CPTU-02	0,1	100	0,0357	2,72E-06	7,62E-06	7,62E-03
CPTU-03	0,1	100	0,0357	3,12E-06	8,73E-06	8,73E-03
CPTU-03A						
Condição de Umidade Natural						
Ensaio CPTU	Velocidade V		Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m²/s)	Velocidade de cravação v (m/s)	
	Mín.	Máx.			Mínima	Máxima
CPTU-01	0,1	100	0,0357	2,33E-06	6,52E-06	6,52E-03
CPTU-01A						
CPTU-01B						
CPTU-02	0,1	100	0,0357	3,27E-06	9,16E-06	9,16E-03
CPTU-03	0,1	100	0,0357	2,86E-06	8,00E-06	8,00E-03
CPTU-03A						

4.1.2.3 Segundo proposta de Dienstmann *et al.* (2017)

Nos estudos desenvolvidos por Dienstmann *et al.* (2017), a drenagem parcial ocorre no intervalo V entre 0,01 e 10, verificou-se que o solo quando carregado nas diferentes velocidades

de penetração (1,0 cm/s a 3,0 cm/s) apresentou comportamento não drenado, tanto para as condições de umidade natural, quanto para as condições inundada.

Na Tabela 36 foram apresentados os intervalos de velocidade de cravação que acarretariam em condição parcialmente drenada para o material estudado.

Tabela 36 - Intervalos de velocidade que acarretariam em condição parcialmente drenada

Condição Inundada						
Ensaio CPTU	Velocidade V		Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m²/s)	Velocidade de cravação v (m/s)	
	Mín.	Máx.			Mínima	Máxima
CPTU-01 CPTU-01A CPTU-01B	0,01	10	0,0357	2,02E-06	5,65E-07	5,65E-04
CPTU-02	0,01	10	0,0357	2,72E-06	7,62E-07	7,62E-04
CPTU-03 CPTU-03A	0,01	10	0,0357	3,12E-06	8,73E-07	8,73E-04
Condição de Umidade Natural						
Ensaio CPTU	Velocidade V		Diâmetro da sonda d (m)	C_h piezocone (m²/s)	Velocidade de cravação v (m/s)	
	Mín.	Máx.			Mínima	Máxima
CPTU-01 CPTU-01A CPTU-01B	0,01	10	0,0357	2,33E-06	6,52E-07	6,52E-04
CPTU-02	0,01	10	0,0357	3,27E-06	9,16E-07	9,16E-04
CPTU-03 CPTU-03A	0,01	10	0,0357	2,86E-06	8,00E-07	8,00E-04

Após avaliação das três propostas (Randolph & Hope, 2004; Schnaid, 2009 e Dienstmann *et al.*, 2017), verificou-se que os resultados dos ensaios realizados à velocidade padrão de 2,0 cm/s e fora da velocidade padrão a 1,0 e 3,0 cm/s, apresentaram comportamento não drenado para as condições inundada e de umidade natural.

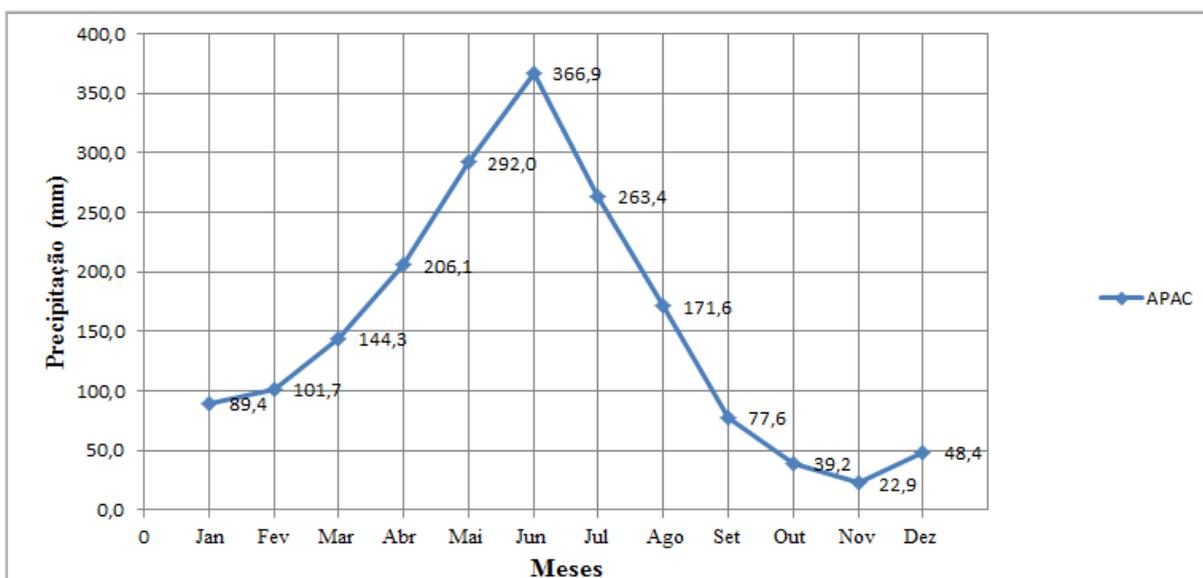
4.2 RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DA VARIABILIDADE TEMPORAL

Neste item, avaliou-se valores médios de precipitação acumulada entre os anos de 2005 a 2015, em seguida, foram interpretadas medidas entre os meses de agosto a dezembro de 2015. Por fim, foram analisados valores de precipitação acumulada para os períodos que antecederam a realização dos ensaios de piezocone da primeira campanha (CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03) e da segunda campanha (CPTU-01A, CPTU-01B, CPTU-03A).

Discutiu-se, ainda, a possibilidade de a variação pluviométrica ter exercido influência significativa nas medidas de sucção do solo e, conseqüentemente, nos valores de resistência obtidos durante a realização dos ensaios.

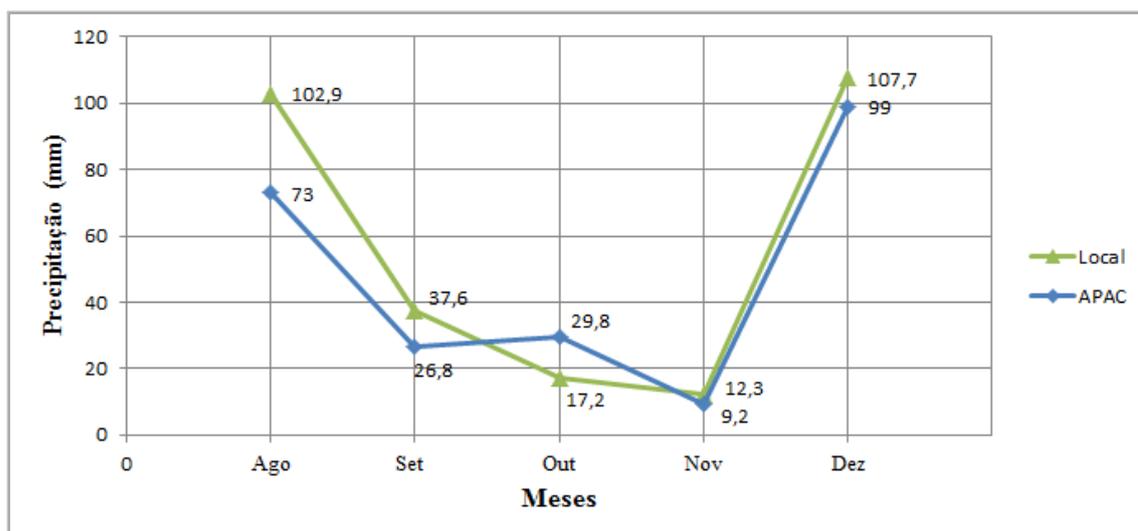
A precipitação acumulada para área estudada pode ser observada na Figura 40, onde foram registrados, através dos dados da APAC (Agência Pernambucana de Águas e Clima), os valores médios entre o período de janeiro de 2005 a dezembro de 2015, sendo estes valores maiores para os meses de setembro em relação aos meses de dezembro.

Figura 40 - Média dos valores de precipitação acumulada para os meses de 2005 a 2015



Na Figura 41 foram registrados, através do pluviômetro instalado na área estudada e por meio de dados da APAC, os valores acumulados de precipitação durante os meses de agosto a dezembro de 2015, notando-se uma maior incidência de chuva no mês de dezembro em relação ao mês de setembro.

Figura 41 - Valores de precipitação acumulada para meses de agosto a dezembro de 2015



As medidas de precipitação acumulada na semana que antecedeu os ensaios com velocidade padrão (CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03), realizados em 23/09/2015, 22/09/2015 e 24/09/2015, respectivamente, variaram de 3,0 mm a 5,9 mm pelo pluviômetro instalado na área estudada e, de 1,5 mm a 3,3 mm pelos dados da APAC. Para os ensaios fora da velocidade padrão (CPTU-01A, CPTU-01B e CPTU-03A), realizados em 14/12/2015, não houve precipitação acumulada na semana que os antecederam, segundo o registro do pluviômetro instalado na área em estudo e, através dos dados da APAC, conforme dados apresentados nas Tabelas 37 e 38 e gráficos correspondentes apresentados nas Figuras 42 e 43.

Tabela 37 - Precipitações do mês de setembro (Pluviômetro da área estudada)

Dia	Precipitação (mm)		Dia	Precipitação (mm)	
	Local	APAC		Local	APAC
1	16,7	19,8	16	0,2	0,0
2	5,1	0,0	17	1,0	1,0
3	0,0	0,0	18	0,7	0,5
4	0,3	0,0	19 (sábado)	-	0,0
5 (sábado)	-	0,0	20 (domingo)	-	0,0
6 (domingo)	-	0,0	21 (acumulado)	1,1	0,0
7 (feriado)	-	0,0	22	0,0	0,0
8 (acumulado)	0,0	0,0	23	0,0	0,0
9	1,8	1,0	24	0,0	1,1

10	0,2	0,0	25	0,0	0,0
11	6,5	1,6	26 (sábado)	-	0,0
12 (sábado)	-	0,0	27 (domingo)	-	0,0
13 (domingo)	-	0,0	28 (acumulado)	0,0	0,0
14 (acumulado)	1,1	0,0	29	0,0	0,0
15	2,9	1,8	30	0,0	0,0

Figura 42 - Valores de precipitação acumulada para o mês de setembro de 2015

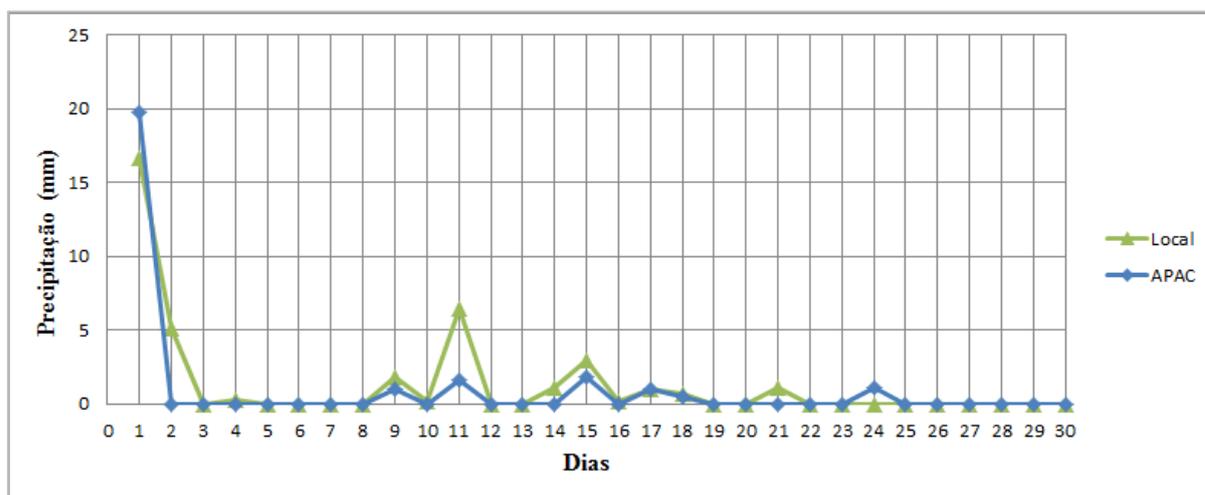
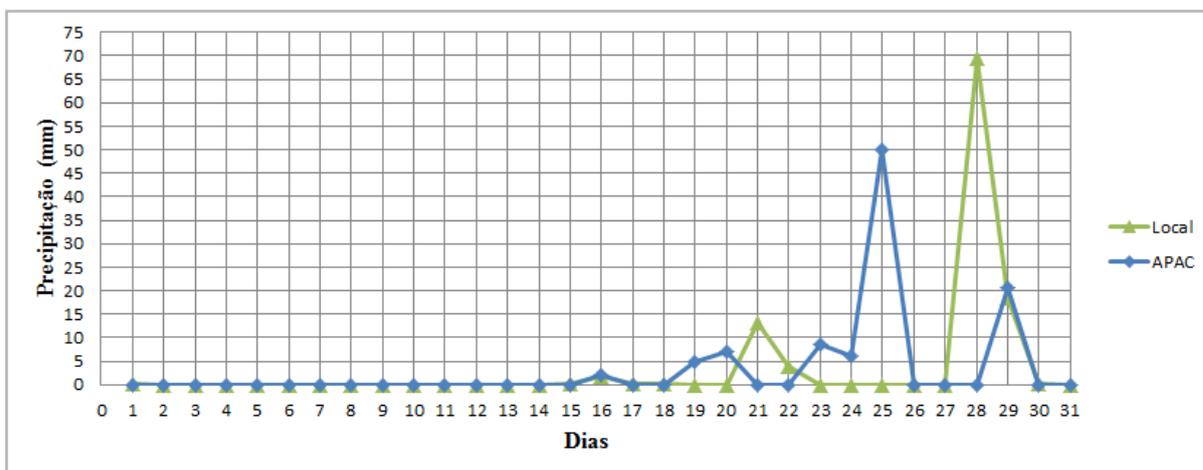


Tabela 38 - Precipitações do mês de dezembro (Pluviômetro da área estudada)

Dia	Precipitação (mm)		Dia	Precipitação (mm)	
	Local	APAC		Local	APAC
1	0,1	0,0	16	1,8	2,0
2	0,0	0,0	17	0,2	0,0
3	0,0	0,0	18	0,3	0,0
4	0,0	0,0	19 (sábado)	-	5,0
5 (sábado)	-	0,0	20 (domingo)	-	7,0
6 (domingo)	-	0,0	21 (acumulado)	13,3	0,0
7 (acumulado)	0,0	0,0	22	3,8	0,0
8	0,0	0,0	23	-	8,5
9	0,0	0,0	24	-	6,0
10	0,0	0,0	25 (feriado)	-	50,0
11	0,0	0,0	26 (sábado)	-	0,0
12 (sábado)	-	0,0	27 (domingo)	-	0,0

13 (domingo)	-	0,0	28 (acumulado)	69,4	0,0
14 (acumulado)	0,0	0,0	29	18,6	20,5
15	0,1	0,0	30	0,1	0,0
-	-		31	-	0,0

Figura 43 - Valores de precipitação acumulada para o mês de dezembro de 2015



Constatou-se que os ensaios foram realizados em períodos relativamente secos, onde os valores de sucção podem ser relevantes, contribuindo para o aumento dos parâmetros mecânicos de resistência e rigidez de solos não saturados, principalmente para os primeiros metros de profundidade do terreno (zona ativa).

Entretanto, a partir do valor médio de umidade inicial, em torno de 15%, obtido durante a realização dos ensaios de adensamento relativos aos blocos indeformados retirados do aterro (coletados no período de 20/10/2015 a 23/10/2015), foi possível estimar o valor de sucção por meio da curva de retenção de solos da Formação Barreiras, proposta por Lafayette (2006), que foi apresentada na Figura 22. A umidade corresponde a valores de sucção menores que 10 kPa. Acredita-se que a condição não saturada, nesse caso, pouco influenciou as medidas dos ensaios de piezocone.

Dessa forma, observou-se que praticamente não houve variabilidade temporal incidente na área estudada durante o período de realização das campanhas de ensaios. As medidas de precipitação acumulada foram semelhantes e, conseqüentemente, as condições de umidade e sucção devem ser similares, embora possa ter ocorrido um incremento na resistência do solo durante o período

de realização dos ensaios fora da velocidade padrão, devido a uma contribuição superior da parcela de sucção em relação ao período de realização dos ensaios com velocidade padrão.

4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

4.3.1 Sondagem de simples reconhecimento

As sondagens foram distribuídas de forma a considerar toda área do aterro. No total foram realizados 15 furos à percussão.

Os valores de N_{SPT} nos trechos das sondagens correspondentes aos aterros (A e B) variaram, em geral, entre 2 e 15 golpes, aumentando a partir do contato com o terreno natural (base do aterro).

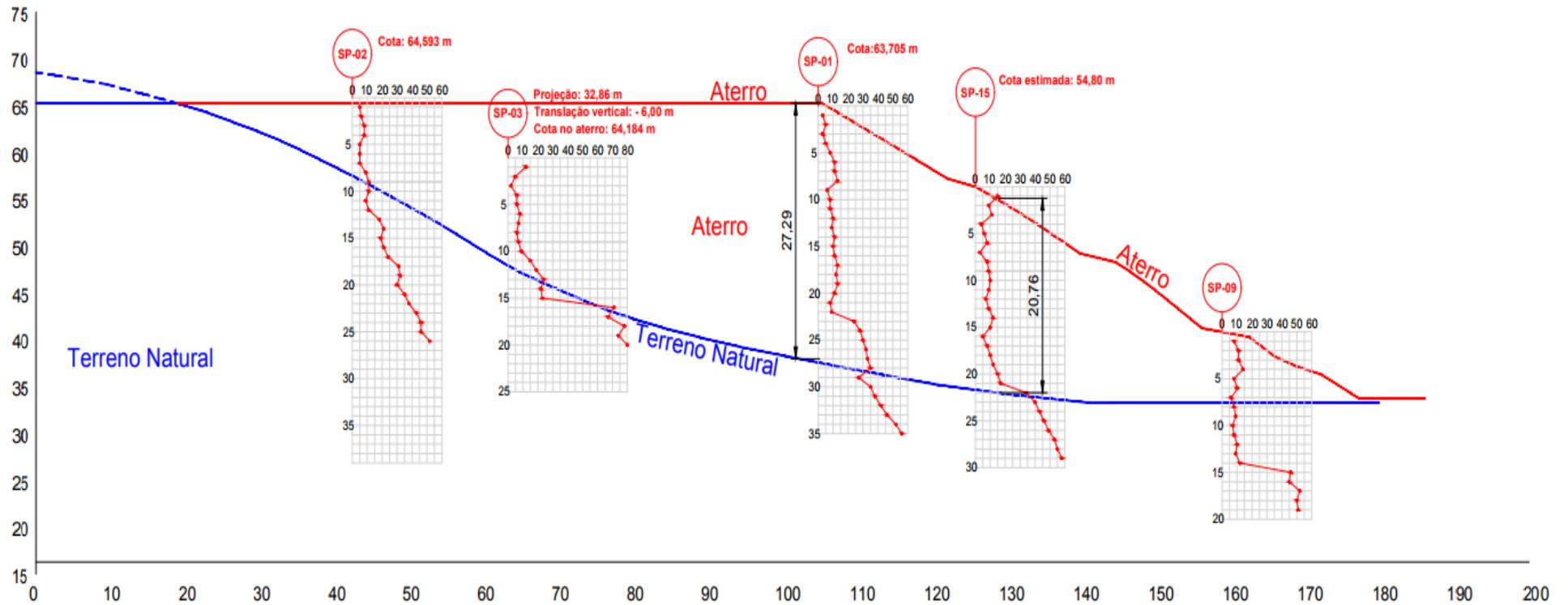
Foram observados vários trechos de sondagens com N_{SPT} menor que 10, ou seja, valores expressivamente baixos em relação ao que se espera de um aterro bem compactado.

Nos perfis de sondagens apresentados nas Figuras 44, 45, 46 e 47 foi representado o contato estimado entre o aterro e o terreno natural para cada sondagem, por meio dos dados topográficos antes e após a implantação do aterro.

O nível de água não foi encontrado em nenhuma sondagem realizada.

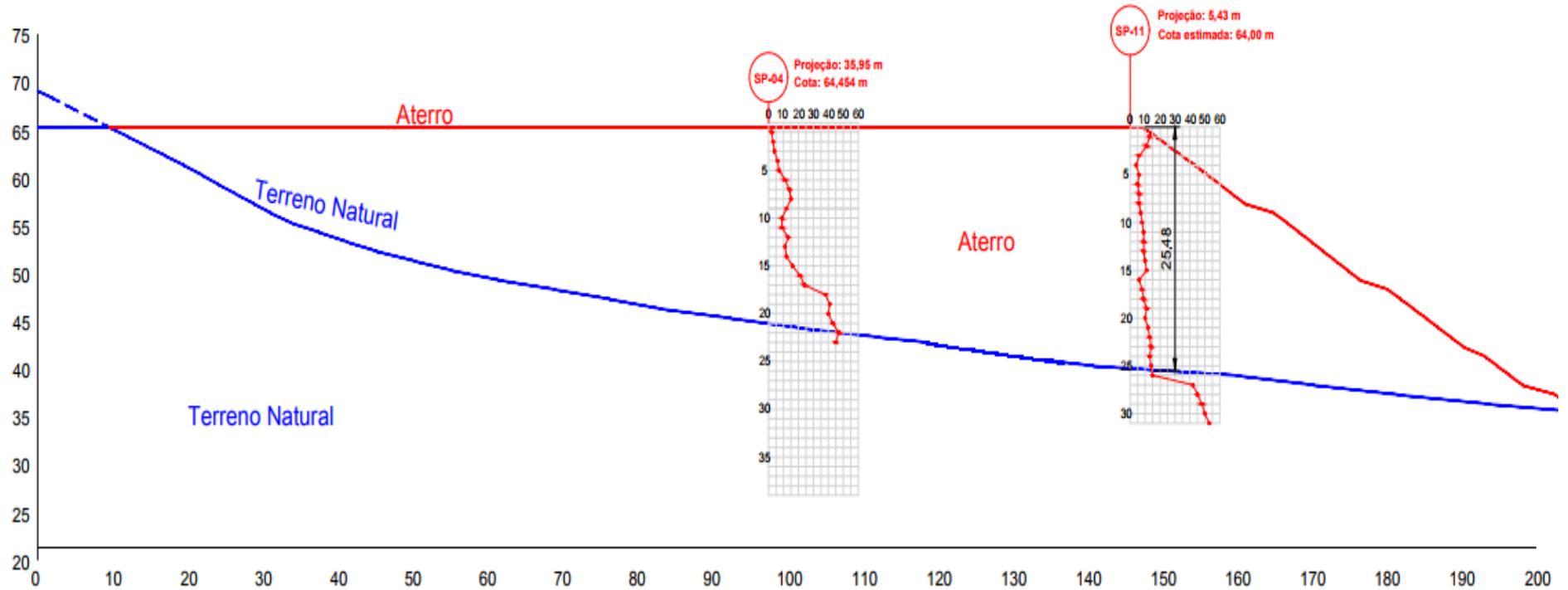
As sondagens SP-01, SP-11 e SP-05 foram apresentadas em escala de detalhe nos itens 4.5.1 e 4.5.3, relativos à comparação da classificação do solo através dos ensaios CPTU, SPT e laboratoriais (granulometria) e a comparação entre os valores de resistência obtidos pelos ensaios CPTU e SPT.

Figura 44 - Perfil geotécnico típico da área A – seção 1



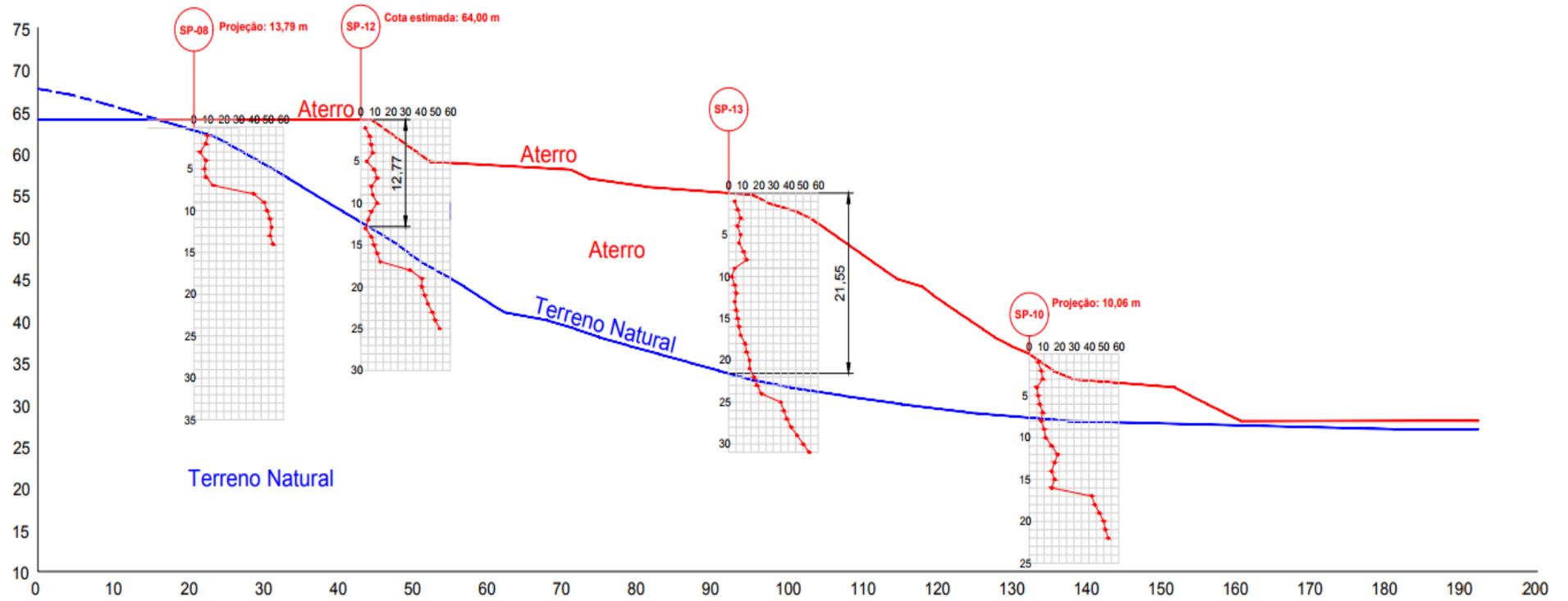
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 45 - Perfil geotécnico típico da área A – seção 2



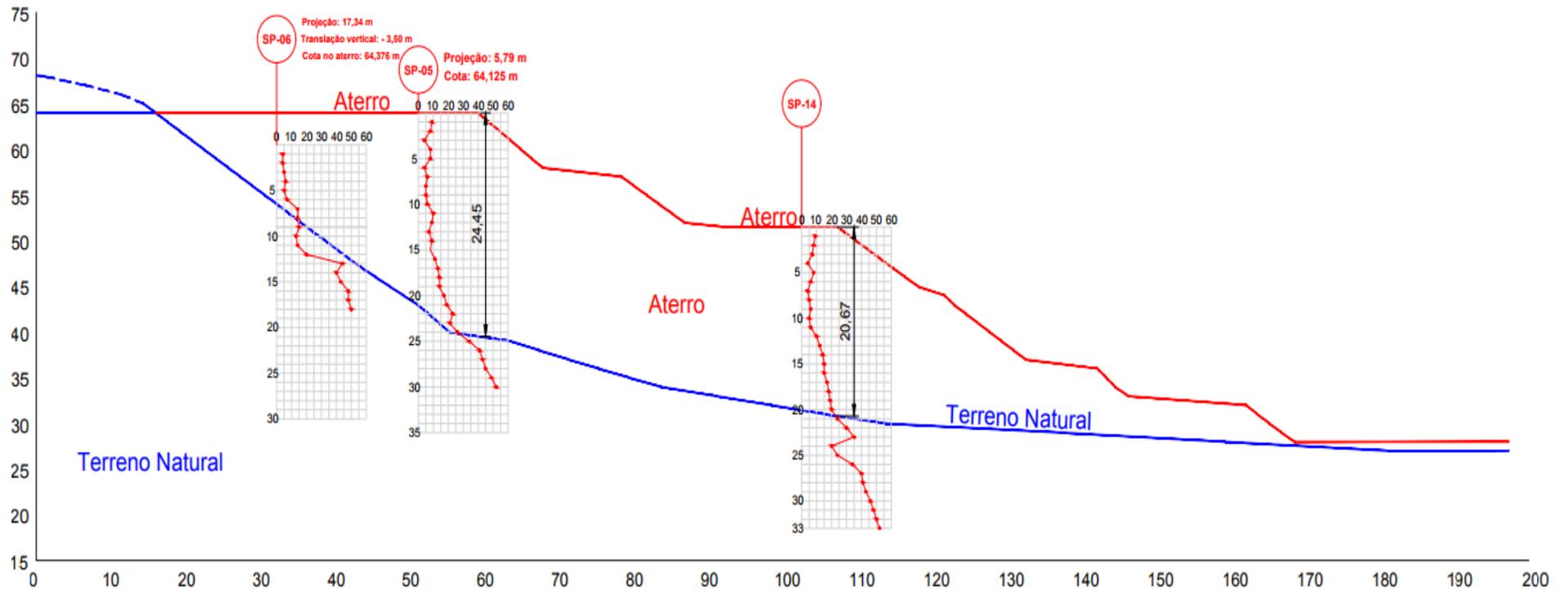
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 46 - Perfil geotécnico típico da área B – seção 3



Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 47 - Perfil geotécnico típico da área B – seção 4



Fonte: (COUTINHO, 2015)

4.3.2 Ensaio do Permeâmetro “Guelph”

Valores de permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final, foram medidos através do ensaio de campo, permeâmetro “Guelph”. Realizaram-se 7 verticais no período de campanha dos ensaios, ao longo dos quatro primeiros metros de profundidade, entretanto, pelo critério de proximidade, optou-se por apresentar, apenas, os resultados das verticais 1 (G1) e 5 (G5), visto que, são aquelas possíveis de comparação com os resultados de ensaio de piezocone.

Nas Tabelas 39 e 40 são apresentados os resultados obtidos através do ensaio “Guelph” e nas Figuras 48 e 49 são expostos os gráficos desses resultados.

Tabela 39 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final

G1 - Vertical 1 - Aterro				
Profundidade (m)	K_{fs} (m/s) x 10⁻⁸	ϕ_m (m²/s) x 10⁻¹¹	W_{inicial}	W_{final}
1	4,25	5,90	14,08	27,01
2	2,61	3,63	19,11	30,10
3	1,70	2,36	14,02	22,77
4	1,73	2,41	12,12	26,01

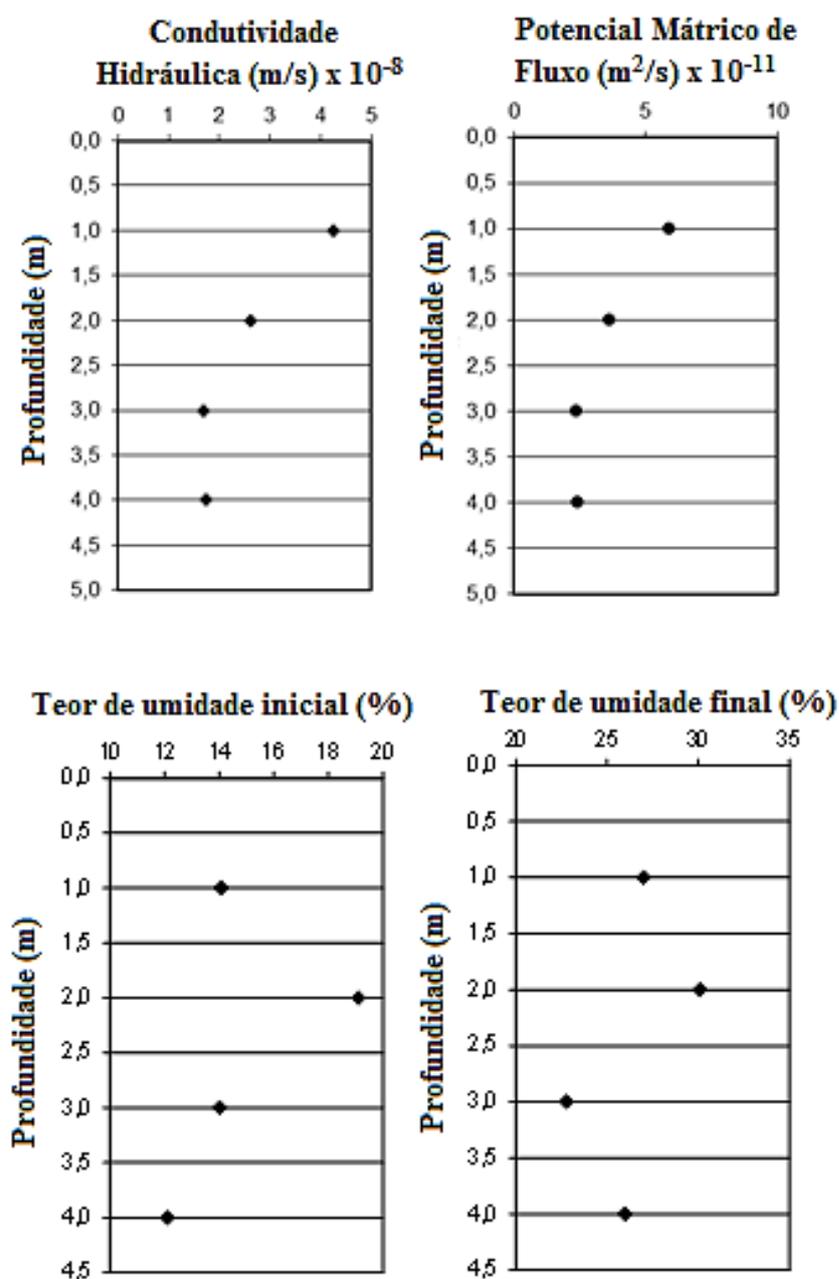
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Tabela 40 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final

G5 - Vertical 5 - Aterro				
Profundidade (m)	K_{fs} (m/s) x 10⁻⁸	ϕ_m (m²/s) x 10⁻¹¹	W_{inicial}	W_{final}
1	2,28	3,17	13,13	27,46
2	2,61	3,63	12,16	22,91
3	2,09	2,90	13,26	24,34
4	3,11	4,31	12,81	22,30

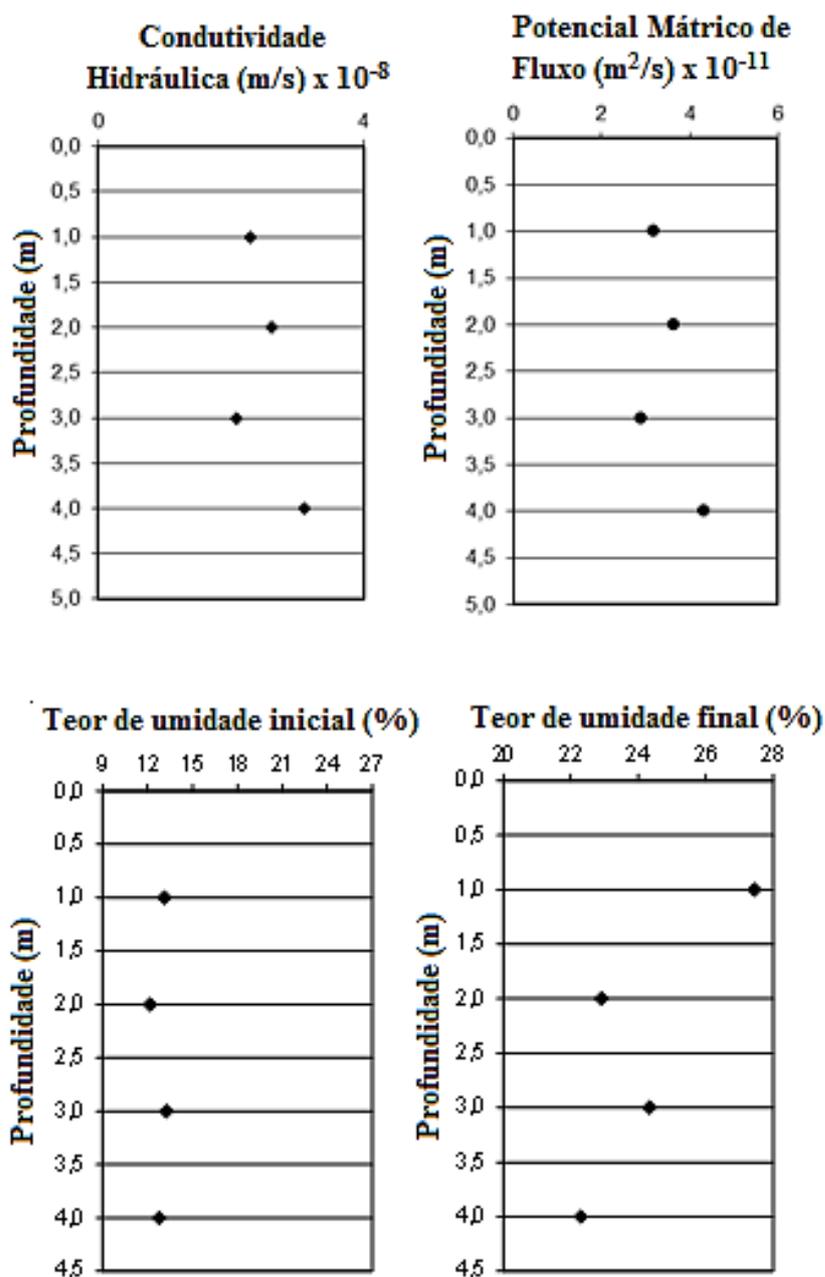
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 48 - Resultados do ensaio “Guelph” da vertical 1. Permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo (ϕ_m), umidade inicial e final



Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 49 - Resultados do ensaio “Guelph” da vertical 5. Permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo (ϕ_m), umidade inicial e final



Fonte: (COUTINHO, 2015)

Foi possível verificar através dos resultados do permeâmetro “Guelph” que os valores de permeabilidade para o material ensaiado ficaram em torno de 10^{-8} m/s, valores significativamente baixos de permeabilidade, reafirmando a ideia de que o solo apresenta comportamento não drenado, uma vez que essa característica é típica de solos com baixo índice de vazios e elevado teor de finos em sua granulometria.

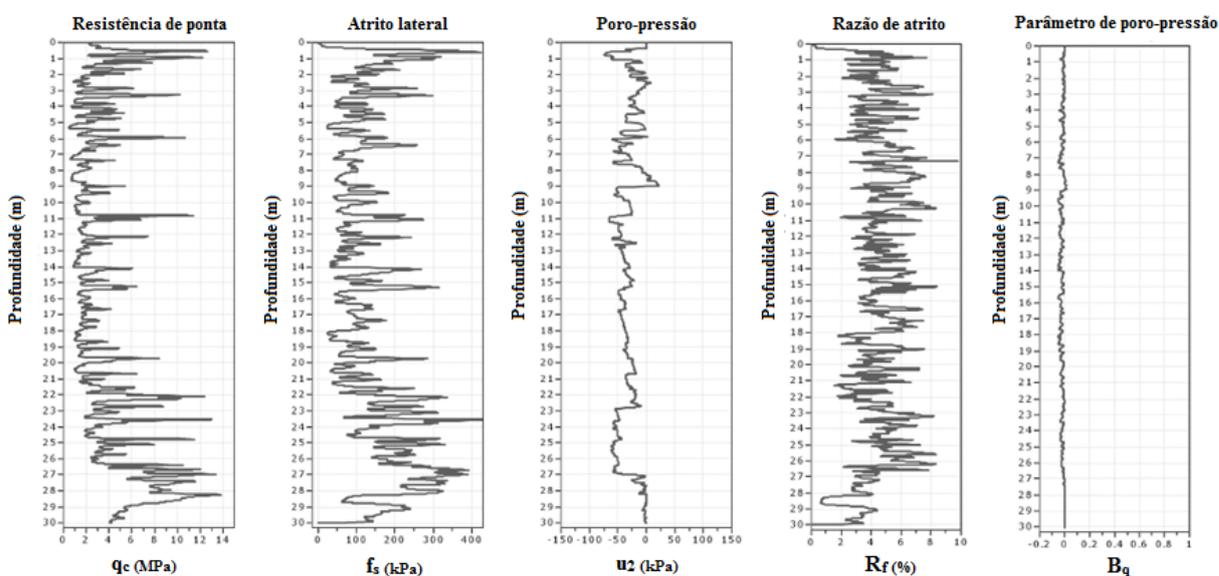
4.3.3 Ensaio de piezocone

Os gráficos das leituras feitas pelo piezocone são apresentados com os seguintes valores, respectivamente, resistência de ponta (q_c), resistência de atrito lateral (f_s) e poro-pressões (u_2).

A classificação em relação ao comportamento geotécnico do solo, através do ensaio de piezocone, foi obtida a partir dos ábacos propostos por Robertson em 1990. Todos os outros parâmetros complementares foram obtidos com base nas equações apresentadas ao longo da revisão bibliográfica, especialmente a estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) referenciada no item 2.6.1.1 e, obtida por meio das equações (10) e (12), e o parâmetro de permeabilidade referenciado no item 2.6.3.1, e obtido por meio das equações (30) e (31).

Os gráficos do ensaio CPTU-01 são apresentados na Figura 50. Observou-se ao longo de toda vertical que os valores de resistência de ponta (q_c) medidos se alternaram constantemente entre valores mais altos, que indicam a presença de um material mais granular, e valores mais baixos, que indicam a presença de material mais coesivo.

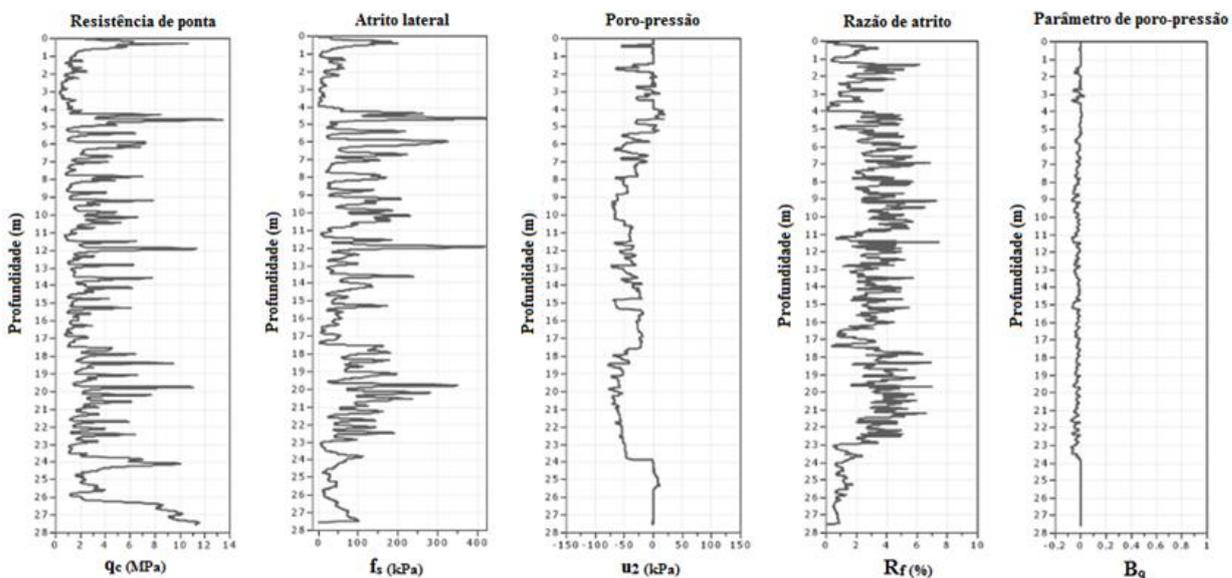
Figura 50 - Gráficos do ensaio CPTU-01



Os gráficos do ensaio CPTU-02 são apresentados na Figura 51. Observou-se que a camada de 1 a 4 metros, apresentou um material mais homogêneo e com baixa resistência, caracterizando-se como um material argiloso. No restante da vertical ensaiada foi observado que os valores de resistência medidos variaram entre valores mais altos, que indicam a presença de um material

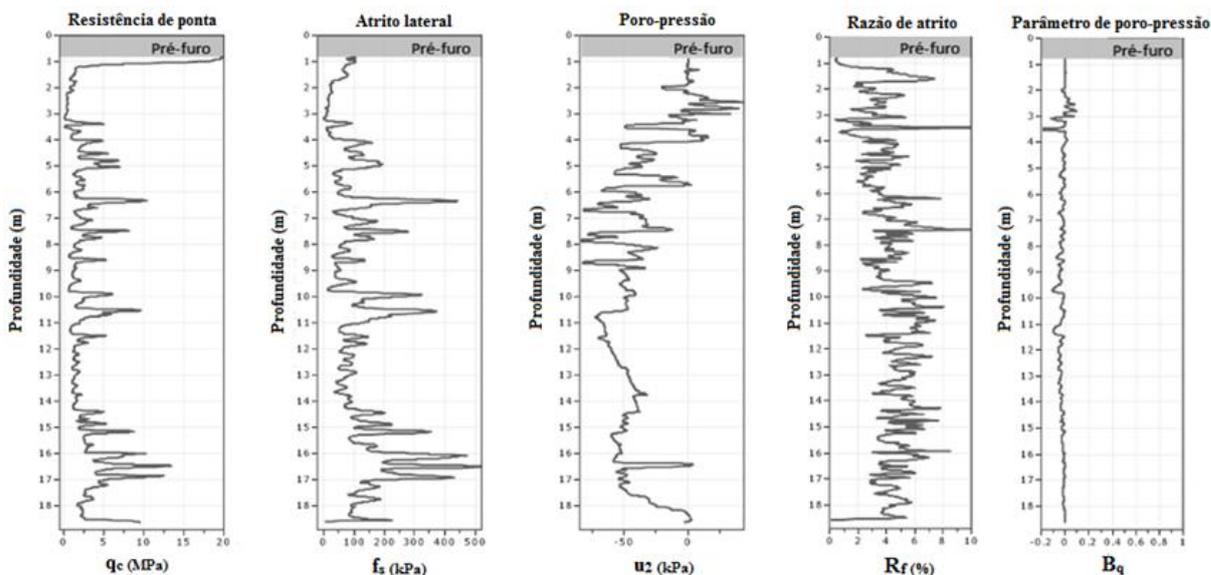
mais resistente de característica granular, e valores mais baixos, que indicam a presença de um material menos resistente de característica coesiva.

Figura 51 - Gráficos do ensaio CPTU-02



Os gráficos de ensaio CPTU-03 são apresentados na Figura 52. Observou-se que na camada de 1,00 a 3,20 metros, baixa resistência de ponta foi medida, como também, um considerável aumento de poro-pressão entre 2,20 e 3,00 metros, o que indicou a presença de um material com característica argilosa. Na camada de 3,20 a 12,00 metros, o gráfico oscilou bastante isso ocorreu devido à presença constante de materiais de granulometria variada, que se alternaram, ao longo da camada.

Figura 52 - Gráficos do ensaio CPTU-03

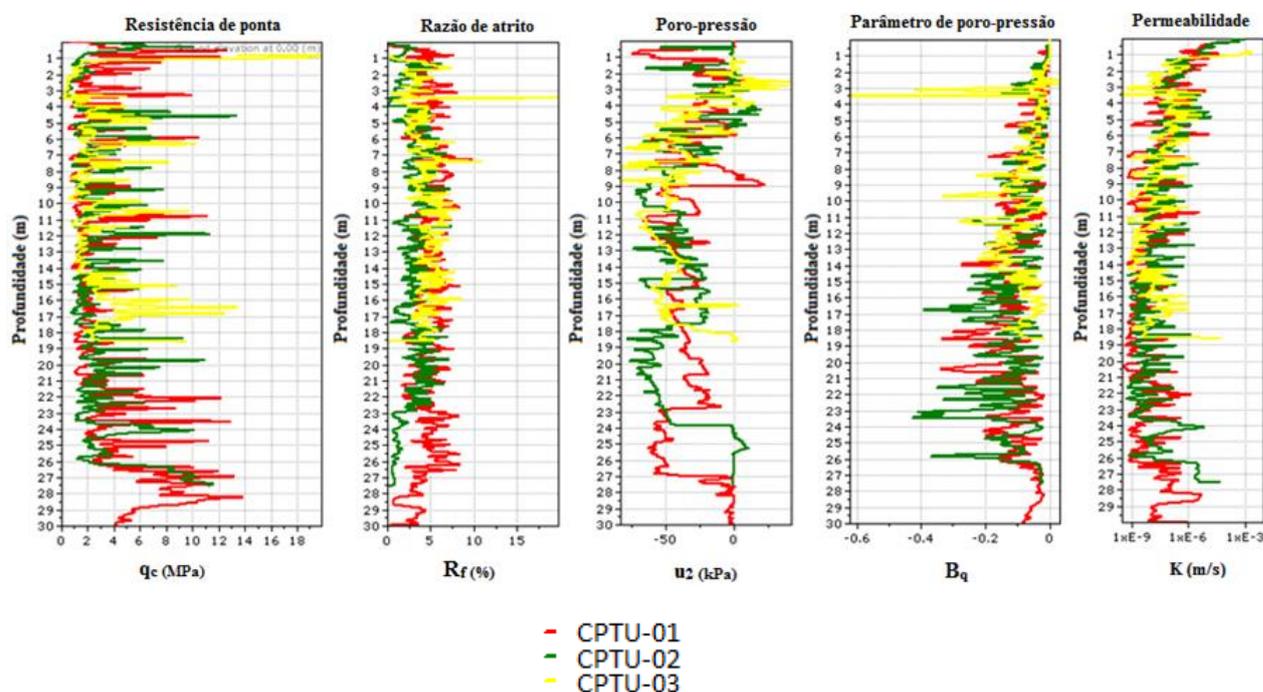


Na profundidade de 12,00 a 14,30 metros, novamente, se verificou a presença de um depósito de solo mais coesivo, com resistência um pouco maior àquele presente na camada de 1,00 a 3,20 metros. Dos 14,30 aos 18,61 metros o gráfico voltou a oscilar, evidenciando a presença de camadas de solo com resistência intermediária até os 16,80 metros e um material com granulometria mais fina dos 16,80 aos 18,50 metros, voltando a aumentar a resistência de ponta, aproximadamente, nos últimos 11 centímetros do ensaio.

Valores negativos de poro-pressão foram observados durante a realização dos ensaios, evidenciando a dessaturação do elemento poroso do piezocone. Essa dessaturação é comum em solos onde o nível de água subterrânea é geralmente profundo. Dessa forma, para obtenção de medidas de poro-pressões confiáveis em solos não saturados, é necessária a substituição do fluido de preenchimento do elemento poroso, devendo-se utilizar um fluido de maior viscosidade, como a glicerina, por exemplo, no lugar da água para dificultar a dessaturação da pedra porosa durante a realização do ensaio de piezocone.

A Figura 53 apresenta a sobreposição dos gráficos apontados anteriormente para análise comparativa dos resultados entre os furos CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03. Foi acrescentado o gráfico com o parâmetro de permeabilidade, onde se observou uma permeabilidade maior próximo a superfície da ordem de 10^{-4} m/s e ao longo do restante da vertical a permeabilidade diminuiu, alternando seu valor em uma faixa de 10^{-6} a 10^{-9} m/s.

Figura 53 - Sobreposição dos gráficos dos ensaios CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03



Os valores de permeabilidade, que corresponderam a maior espessura do aterro foram atrelados à siltes e a misturas de areias e argilas, de acordo com a Tabela 41, que apresenta valores típicos de permeabilidade segundo determinados tipos de solo.

Tabela 41 - Valores típicos de permeabilidade

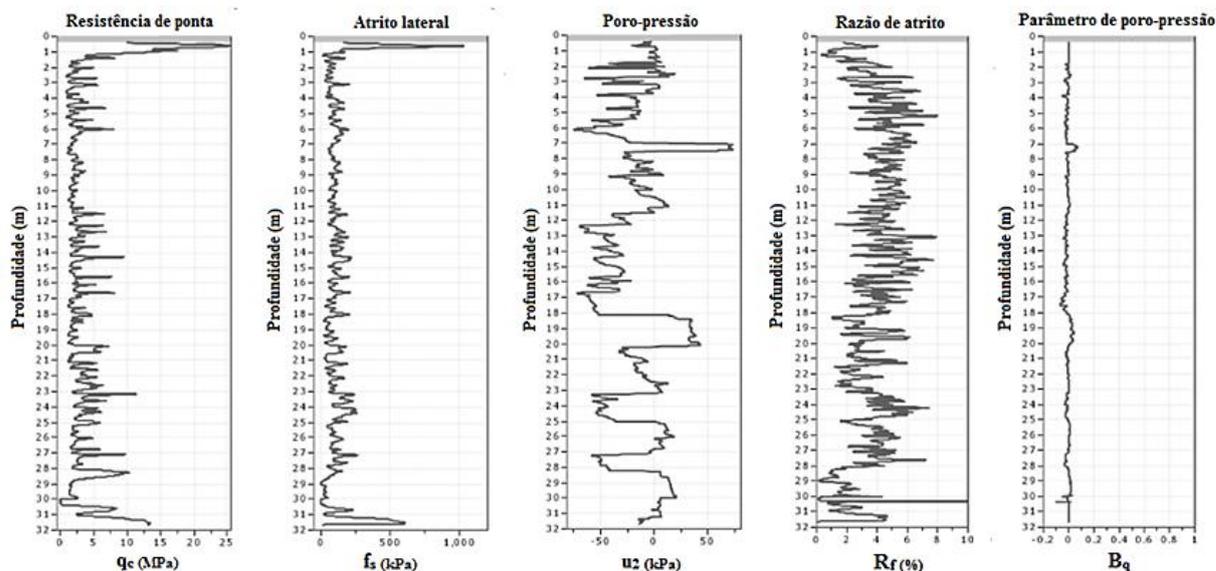
Argilas	$< 10^{-9}$ m/s
Siltes	10^{-6} a 10^{-9} m/s
Areias Argilosas	10^{-7} m/s
Areias Finas	10^{-5} m/s
Areias Médias	10^{-4} m/s
Areias Grossas	10^{-3} m/s

(PINTO, 2006)

Os gráficos, que contemplam a segunda etapa de ensaios, sofreram alteração na velocidade padrão para avaliação de sua influência sobre os dados obtidos.

Os gráficos do ensaio CPTU-01A, realizados à velocidade de 1,0 cm/s, são apresentados na Figura 54. Observou-se, inicialmente, um pico na resistência de ponta medida devido à presença de um material granular mais resistente.

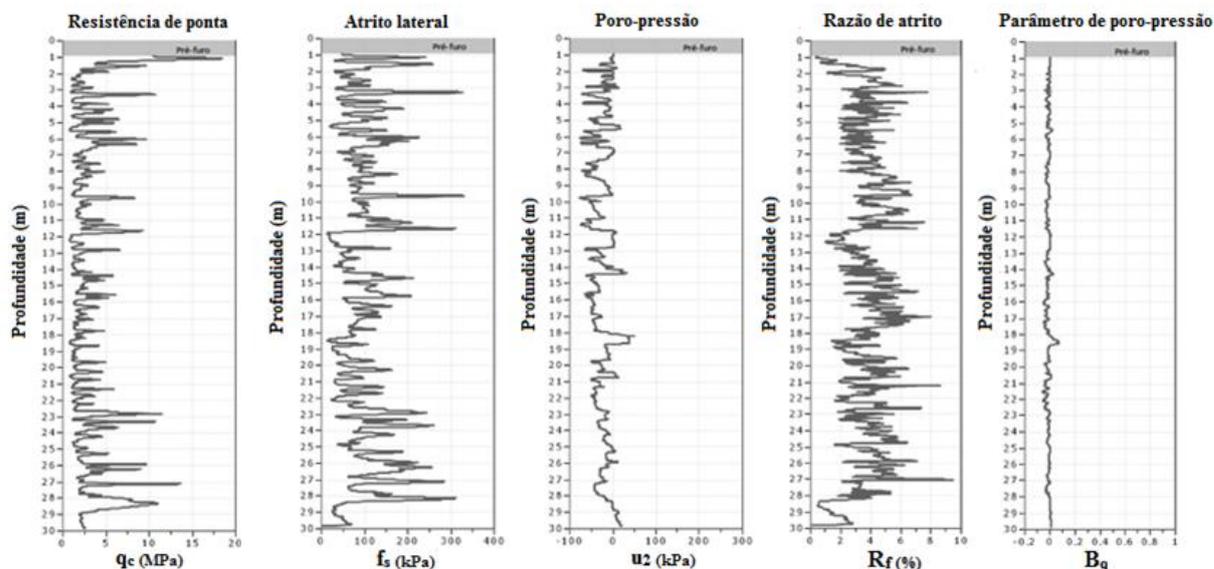
Figura 54 - Gráficos do ensaio CPTU-01A



Na camada de 1,20 a 6,00 metros, as medidas de q_c variaram entre valores altos e baixos, o que caracterizou a presença de um material intermediário. De 6,00 a 11,00 metros as medidas de q_c atingiram valores muito baixos indicando a presença de solo mais coesivo e de menor resistência. No restante do perfil ensaiado, até cerca de 30,00 metros, ocorreu o mesmo que na camada de 1,20 a 6,00 metros, onde as medidas de q_c variaram bastante, indicando a presença de solos intermediários. Próximo ao final do ensaio verificou-se o menor valor medido de q_c , dos 30,00 aos 30,40 metros, indicando a presença de um material coesivo de baixíssima resistência. No restante da vertical ensaiada as medidas de q_c começaram a oscilar novamente.

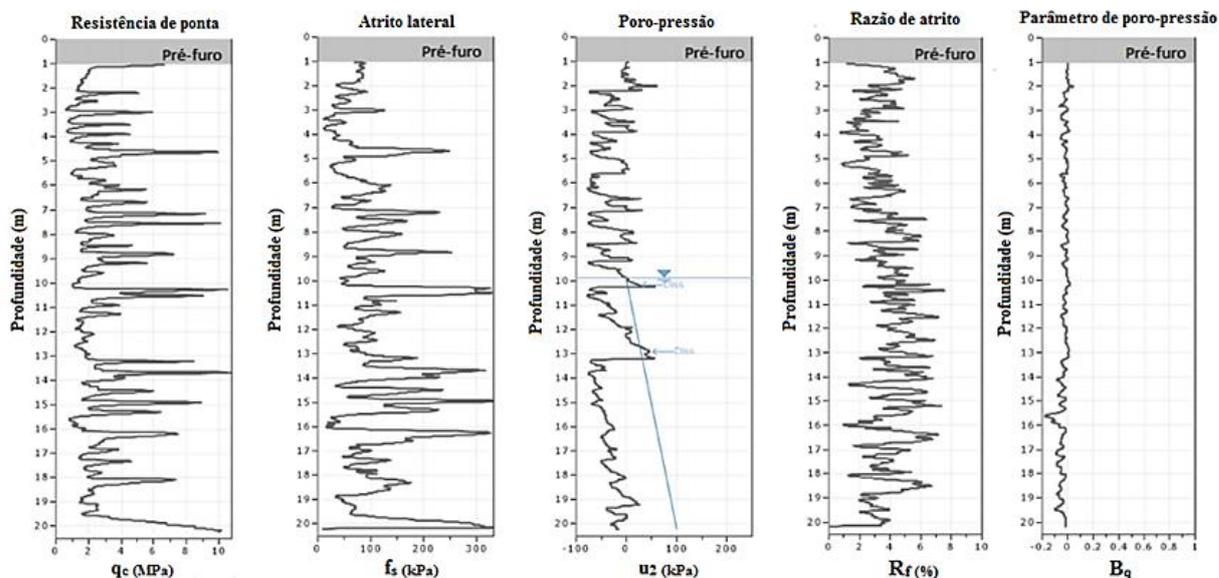
Os gráficos do ensaio CPTU-01B, realizados à velocidade de 3,0 cm/s, são apresentados na Figura 55. Observou-se que ao longo da vertical ensaiada os valores de q_c medidos variaram constantemente entre valores mais altos, que indicam a presença de um material mais resistente de característica granular, e valores mais baixos, que representam a presença de um material menos resistente de característica coesiva.

Figura 55 - Gráficos do ensaio CPTU-01B



Os gráficos do ensaio CPTU-03A, realizados à velocidade de 1,0 cm/s, são apresentados na Figura 56. Observou-se, de forma análoga aos demais ensaios, a presença de material intermediário ao longo de toda vertical ensaiada, representados pelas medidas de q_c variando entre valores altos e baixos.

Figura 56 - Gráficos do ensaio CPTU-03A



A seguir serão apresentados e discutidos os valores obtidos para a estimativa do parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenado (S_u), além da classificação do solo e estratigrafia do terreno. Foram utilizados os ensaios à velocidade de 2,0 cm/s (CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-

03) e 3,0 cm/s (CPTU-01B). Os ensaios realizados à velocidade de 1,0 cm/s (CPTU-01A e CPTU-03A) não foram considerados para estas análises, por apresentarem resultados mais próximos da condição de drenagem parcial.

4.3.3.1 Estimativa da resistência ao cisalhamento não drenado para os ensaios a velocidade padrão

O parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) foi estimado para os ensaios a velocidade padrão (CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03) e fora da velocidade padrão (CPTU-01B). Os valores de S_u com a profundidade são apresentados nas Figuras 57, 58, 59 e 60.

Figura 57 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-01

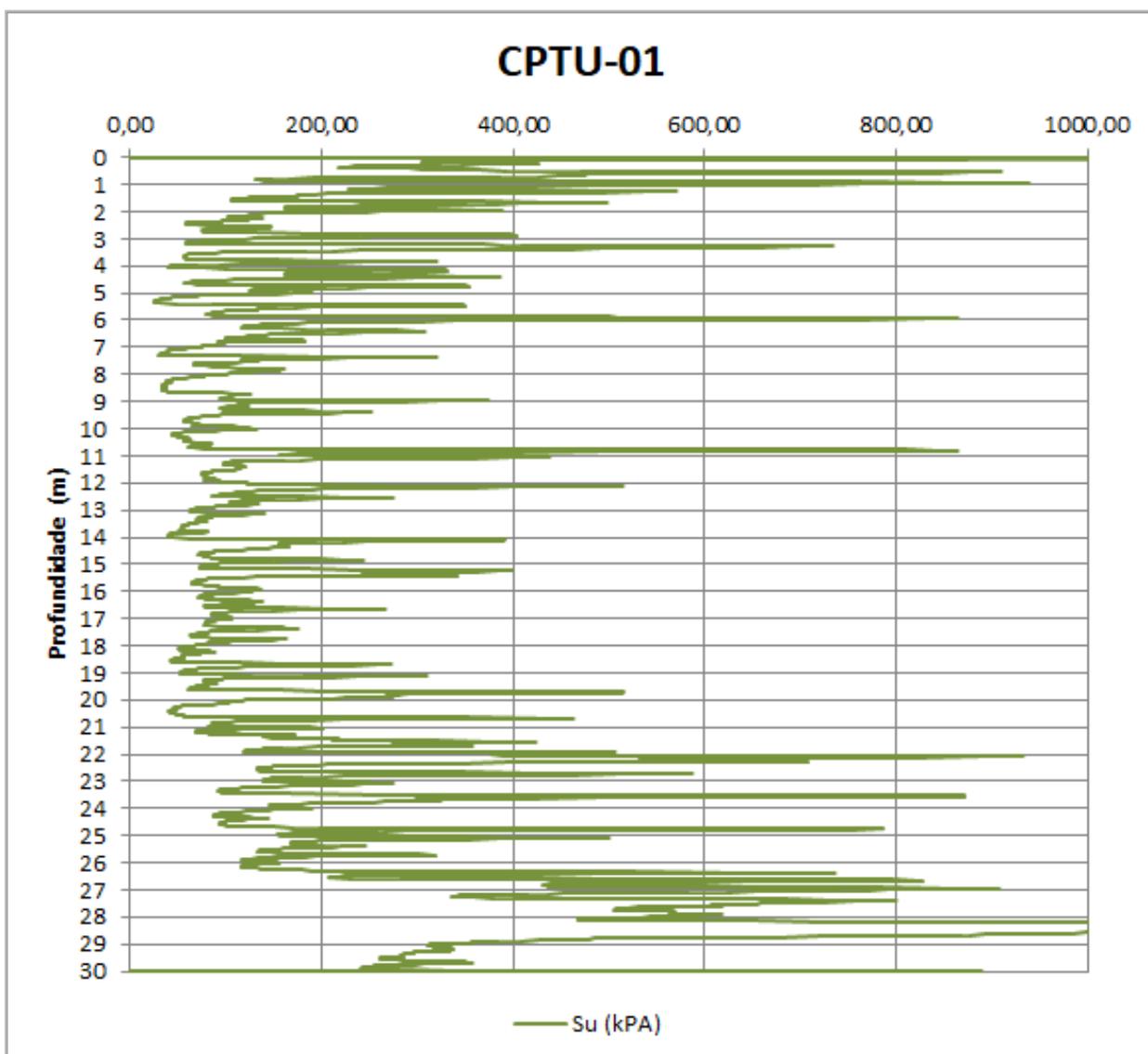


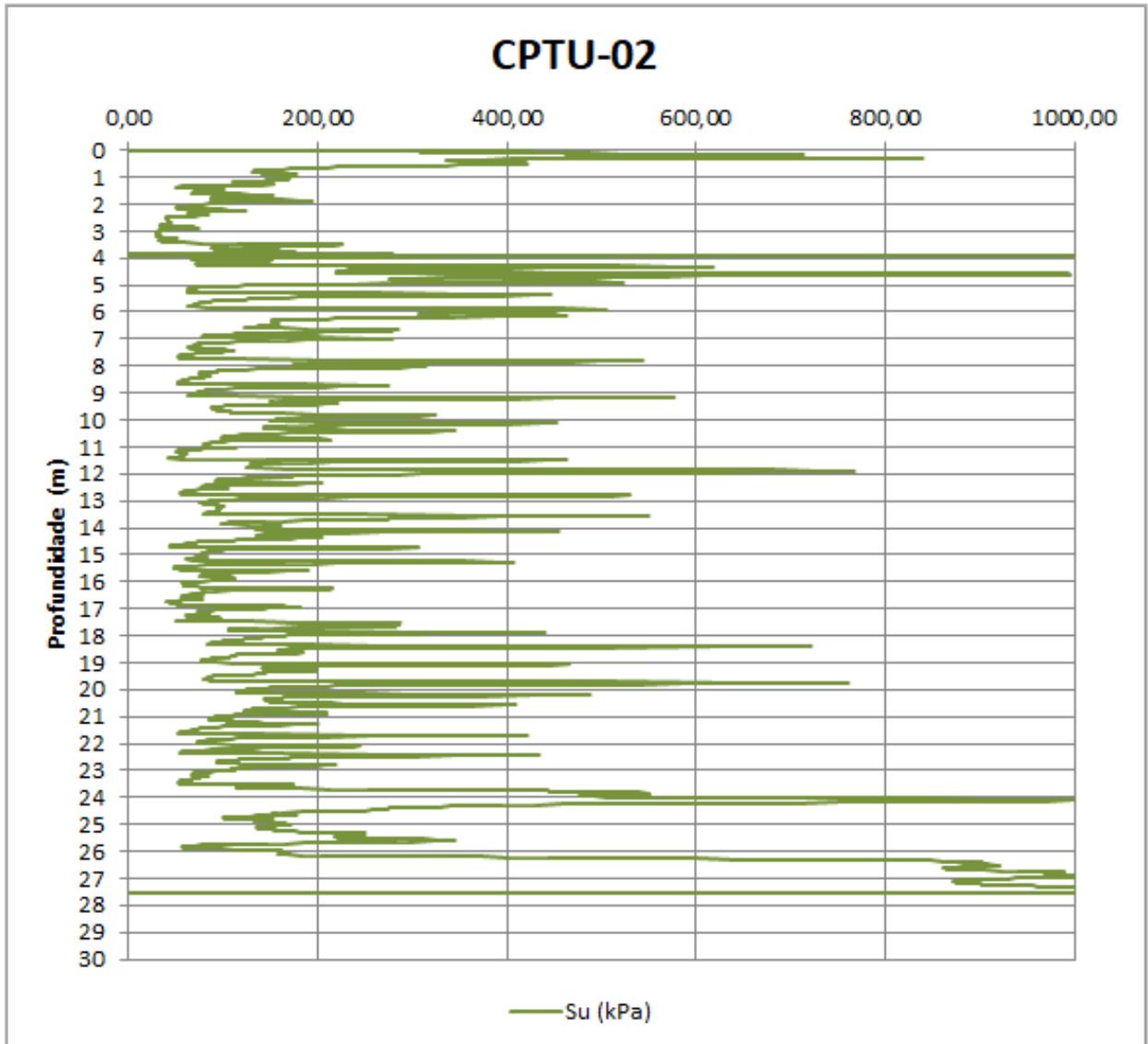
Figura 58 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-02

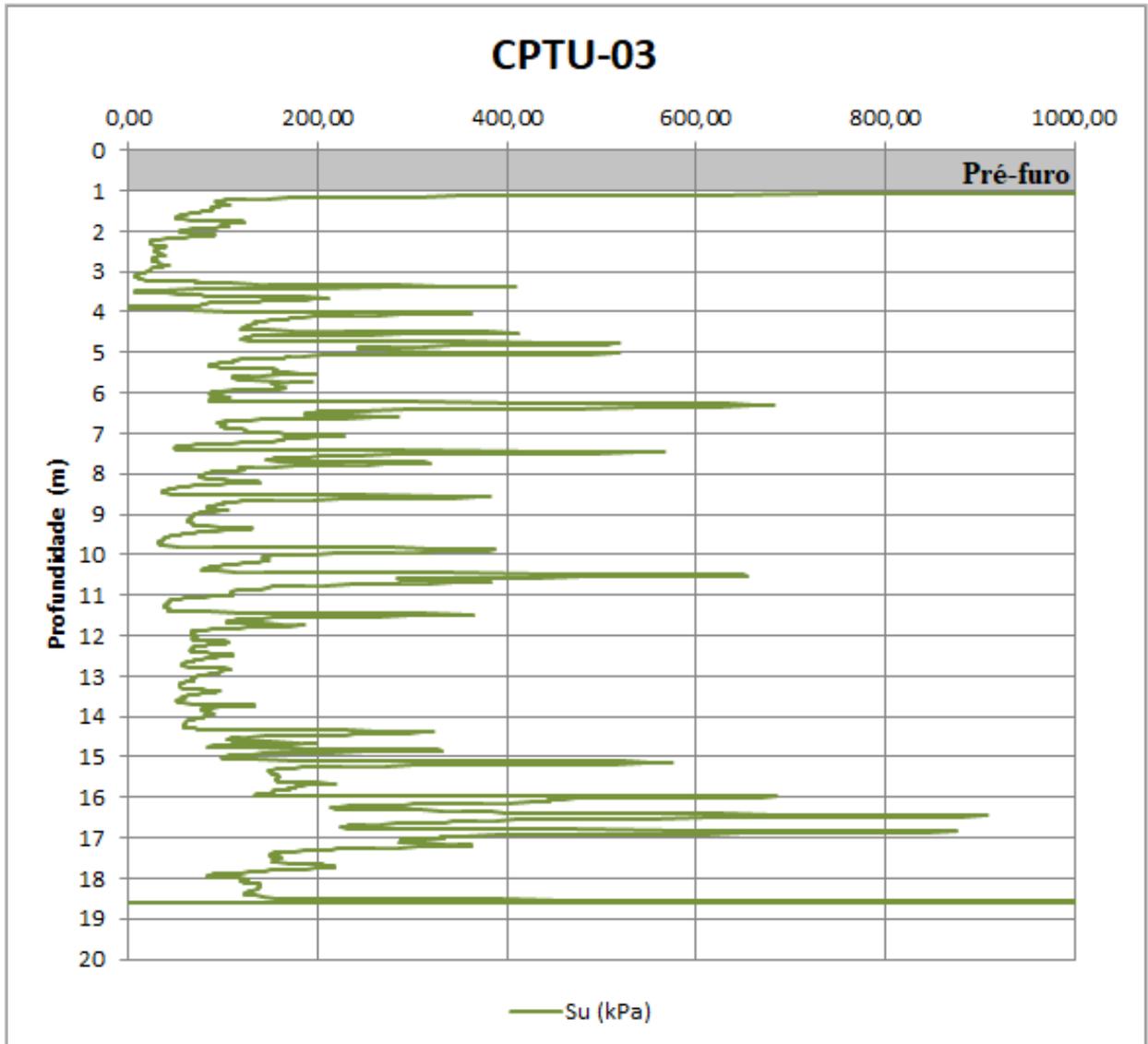
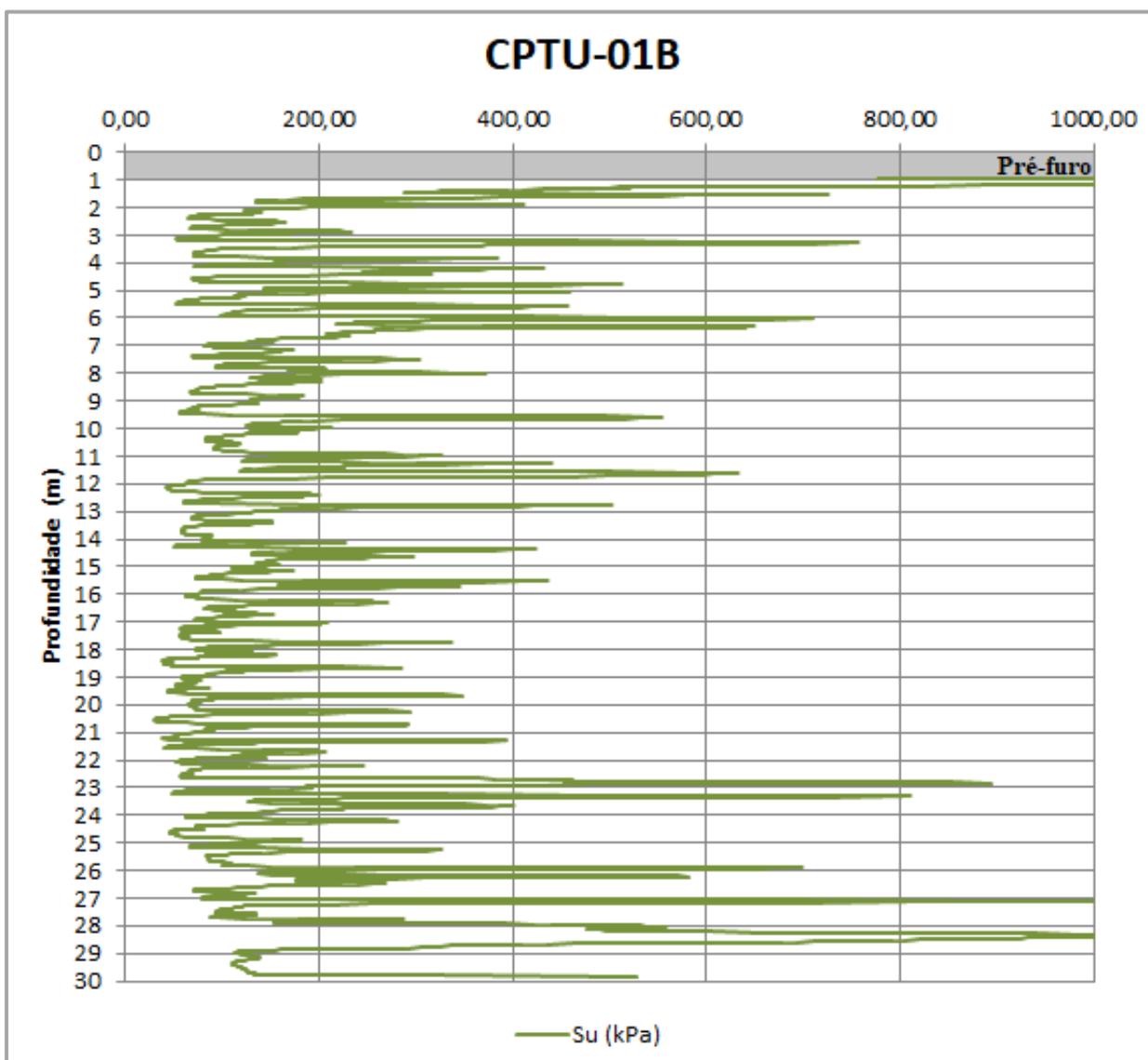
Figura 59 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-03

Figura 60 - Gráfico típico de S_u para o ensaio CPTU-01B

Para a estimativa adequada de S_u , os picos do gráfico devem ser desconsiderados, tendo em vista evitar a superestimativa deste parâmetro. Neste caso, considerou-se razoável a adoção de valores em torno de 150 kPa como uma estimativa ajustada de S_u para os ensaios realizados.

4.3.3.2 Classificação do solo e estratigrafia do terreno

Os gráficos típicos dos ensaios referentes à área estudada, apresentados anteriormente, indicaram resultados semelhantes ao que se refere à presença de materiais intermediários ao longo das verticais ensaiadas. Os gráficos relativos à classificação do solo, segundo as propostas de Robertson (1990) e, Robertson & Wride (1998), apresentaram com maior detalhe a classificação do tipo de solo para cada vertical ensaiada.

A classificação dos solos por meio de ensaios de piezocone deu-se de maneira indireta e o procedimento de classificação foi estabelecido com base nos tipos de padrões de comportamento do solo (SBT – *Soil Behaviour Type*).

Foram contemplados dois gráficos para classificação dos solos e mais dois gráficos para a representação estratigráfica do terreno nas verticais ensaiadas. O primeiro e o segundo gráfico utilizaram as propostas sugeridas por Robertson (1990) e relacionaram a resistência de ponta normalizada (Q_m), redefinida por Robertson (2004), com a razão de atrito normalizada ($F_r(\%)$) e com o parâmetro de poro-pressão (B_q). O terceiro gráfico utilizou a proposta de Robertson & Wride (1998), apresentando um perfil de comportamento do solo com base nos índices I_{cRW} (índice de comportamento do tipo de solo). Por fim, o quarto gráfico utilizou a proposta de Robertson (1990), relacionando os tipos de padrões de comportamento normalizados do solo (SBTn) com a profundidade, representando de forma mais detalhada a estratigrafia do terreno a partir dos ensaios de piezocone.

Os gráficos das Figuras 61, 62, 63 e 64 exibem a classificação e o perfil do solo a partir dos ensaios CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03 e CPTU-01B respectivamente, os quais apresentaram considerável semelhança.

Figura 61 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-01

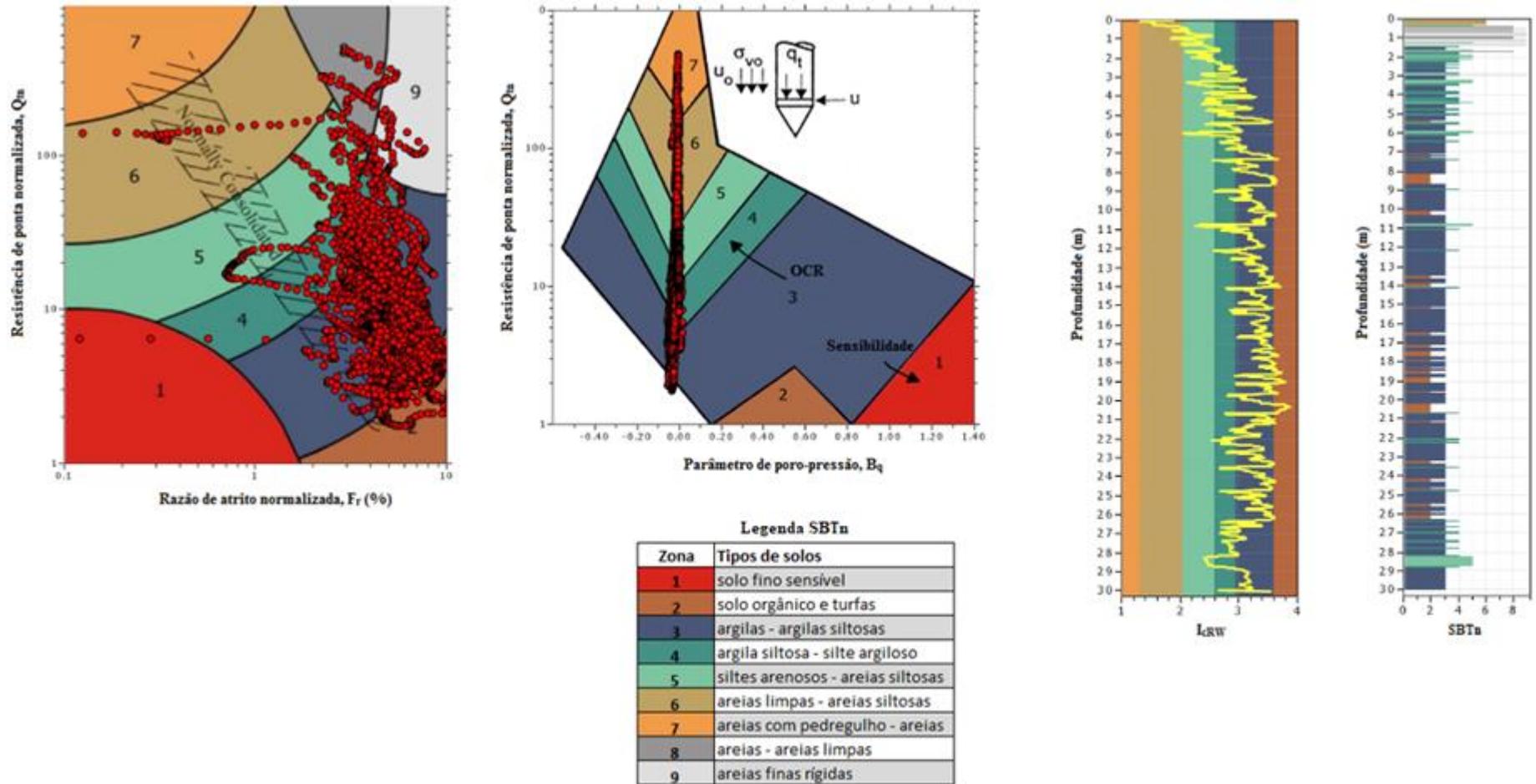


Figura 62 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-02

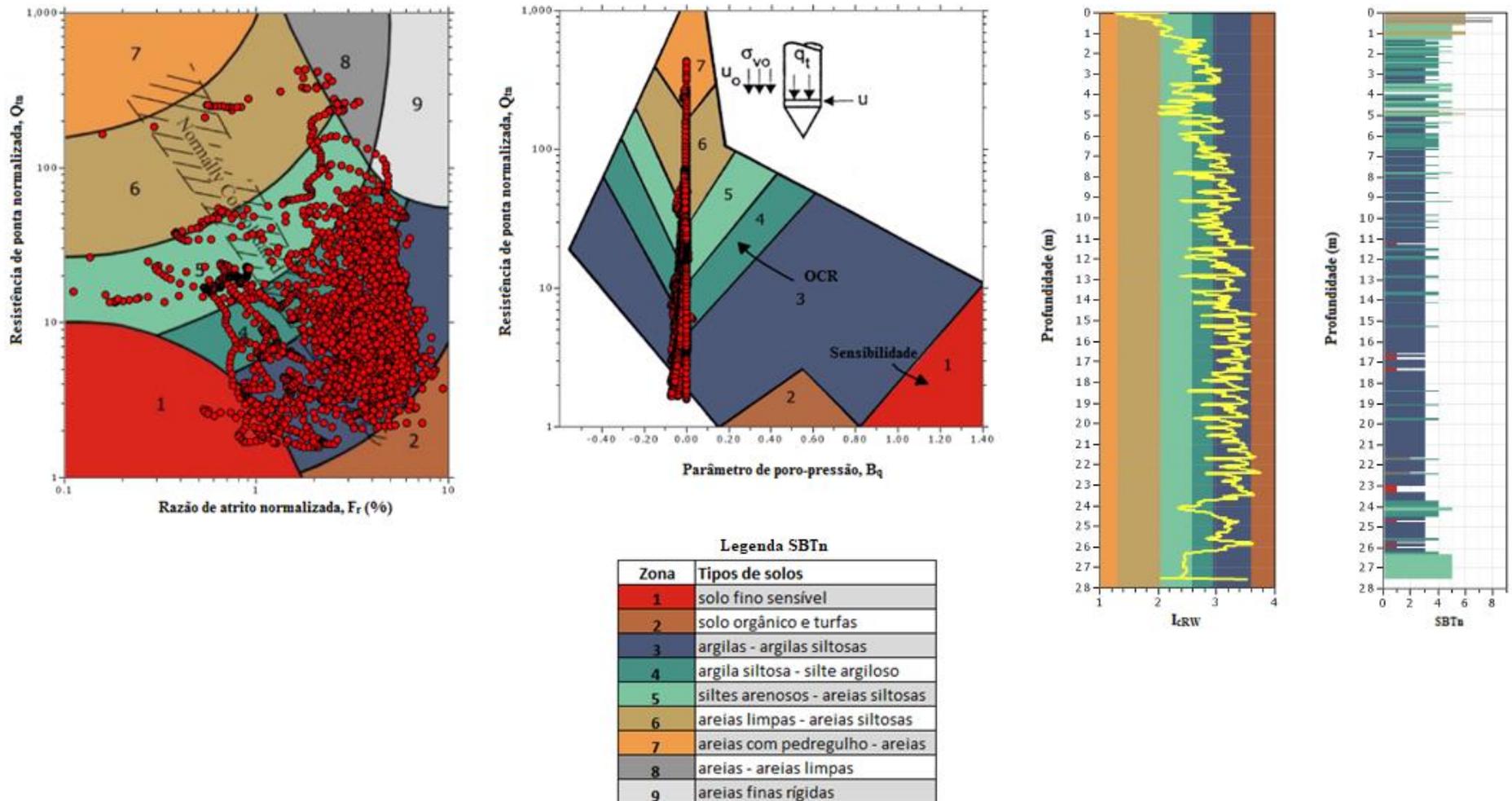


Figura 63 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-03

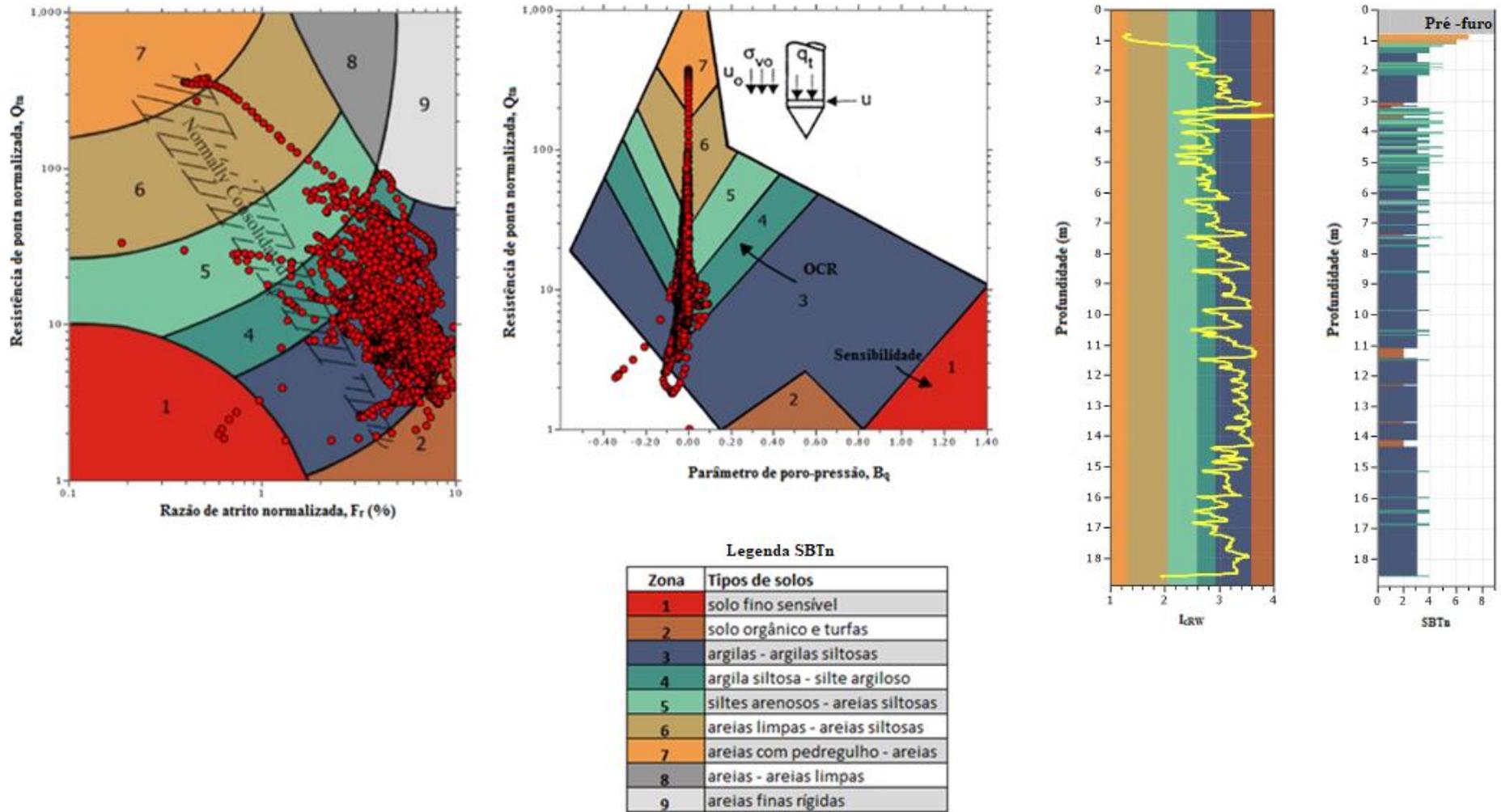
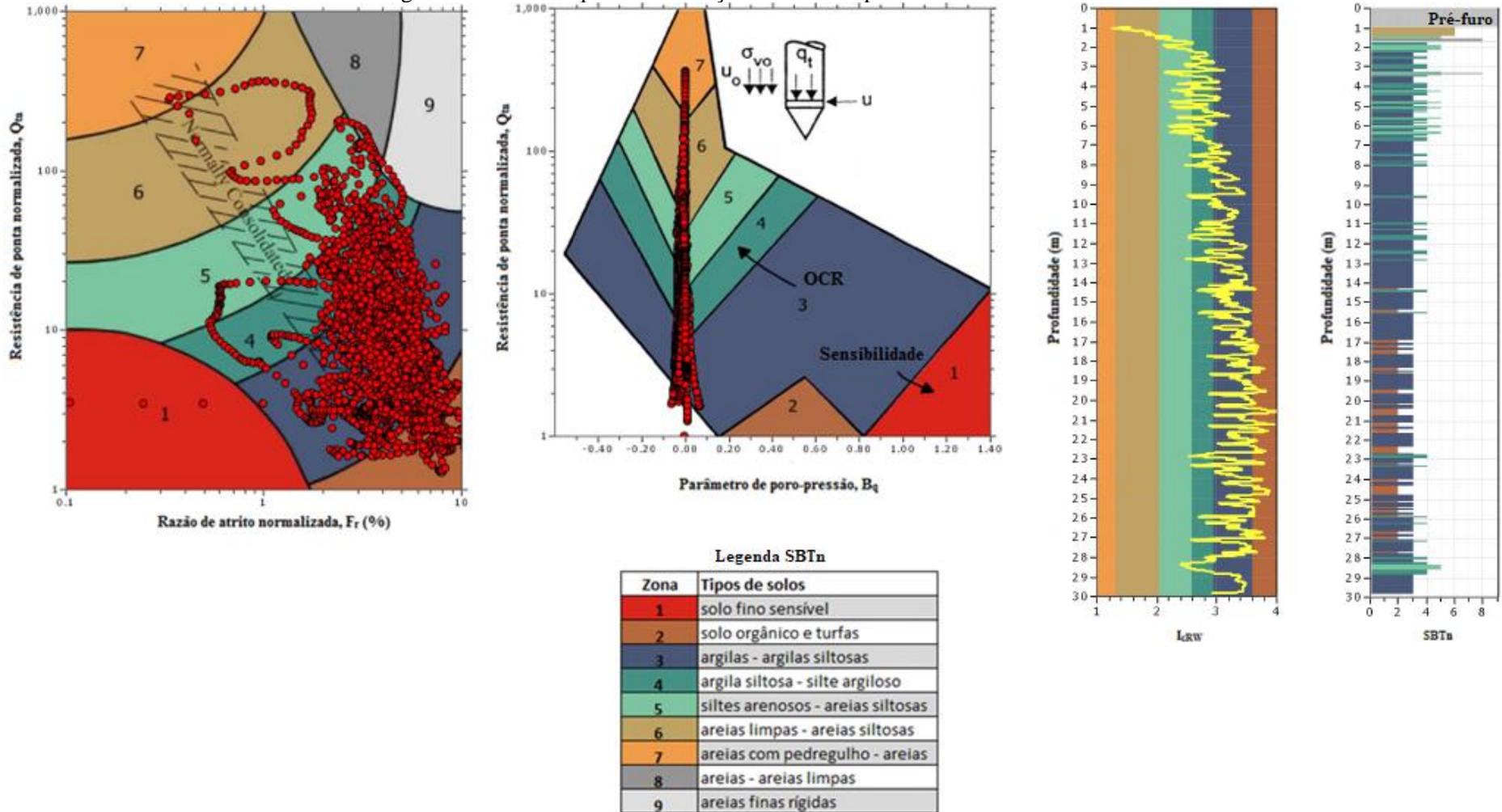


Figura 64 - Gráficos para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-01B



Verificou-se, a partir do ensaio CPTU-01, a presença em maior quantidade de solos situados nas zonas 2, 3 e 4; em menor quantidade, solos situados na zona 5; e uma pequena fração de solos situados nas zonas 6, 8 e 9 próximo à superfície.

A partir do ensaio CPTU-02, verificou-se a presença em maior quantidade de solos situados nas zonas 3 e 4; em menor quantidade, solos situados na zona 5; e uma pequena fração de solo situado na zona 1 e nas zonas 6 e 8 próximo à superfície.

Constatou-se, por meio do ensaio CPTU-03, a presença em maior quantidade de solos situados nas zonas 3 e 4; em menor quantidade, solos situados nas zonas 2 e 5; e uma pequena fração de solos situados nas zonas 6 e 7 próximo à superfície.

Verificou-se, a partir do ensaio CPTU-01B, a presença em maior quantidade de solos situados nas zonas 2, 3 e 4; em menor quantidade, solos situados na zona 5; e uma pequena fração de solos situados nas zonas 6 e 8 próximo à superfície.

Em todos os gráficos foi visível a predominância de solo com característica argilosa compreendido no intervalo das zonas 1 a 4, em relação ao material com característica arenosa compreendido no intervalo das zonas de 5 a 9. Dessa forma, o solo presente no corpo do aterro foi classificado, em sua maioria, como argilas a silte argiloso, compreendido no intervalo das zonas 3 e 4, corroborando com as análises das condições de drenagem que indicaram comportamento não drenado para o material em estudo.

4.3.3.2.1 Comparação entre os gráficos normalizados (SBTn) e não normalizados (SBT)

De maneira geral, os gráficos normalizados (Robertson, 1990) fornecem uma identificação mais confiável do tipo de comportamento do solo do que os gráficos não normalizados, no entanto, quando os valores de tensão vertical efetiva em campo se encontram dentro do intervalo de 50 a 150 kPa, existe pouca diferença entre a classificação normalizada e não normalizada. O termo SBTn é usado para classificação normalizada e o termo SBT para a classificação não normalizada.

Segundo Robertson (2010), os gráficos normalizados (SBTn) que utilizam o índice I_{CRW} são recomendados para processamento posterior dos resultados do ensaio, enquanto que, os gráficos não normalizados (SBT) que utilizam o índice I_{SBT} podem ser úteis para processamento e interpretação de dados em tempo real à realização do ensaio.

O índice SBT não-normalizado (I_{SBT}) é essencialmente o mesmo que o índice SBTn normalizado (I_{CRW}), mas usa apenas as medidas CPT básicas, conforme apresentado na equação (39) (ROBERTSON, 2010).

$$I_{SBT} = \sqrt{\{3,47 - \log(q_c/p_a)\}^2 + \{1,22 + \log(R_f)\}^2} \quad (39)$$

Onde, q_c é a resistência do cone (ou resistência do cone corrigida, q_t), p_a é a pressão atmosférica ($p_a = 1 \text{ bar} = 100 \text{ kPa}$) e R_f é a razão de atrito (em porcentagem) = $((f_s/q_c)100\%)$.

Os gráficos das Figuras 65, 66, 67 e 68 exibem a classificação e o perfil do solo a partir dos ensaios CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03 e CPTU-01B respectivamente, os quais utilizam, para critério de comparação, os resultados básicos do ensaio de cone não normalizados (SBT) e os resultados com base nos parâmetros normalizados (SBTn).

Figura 65 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-01

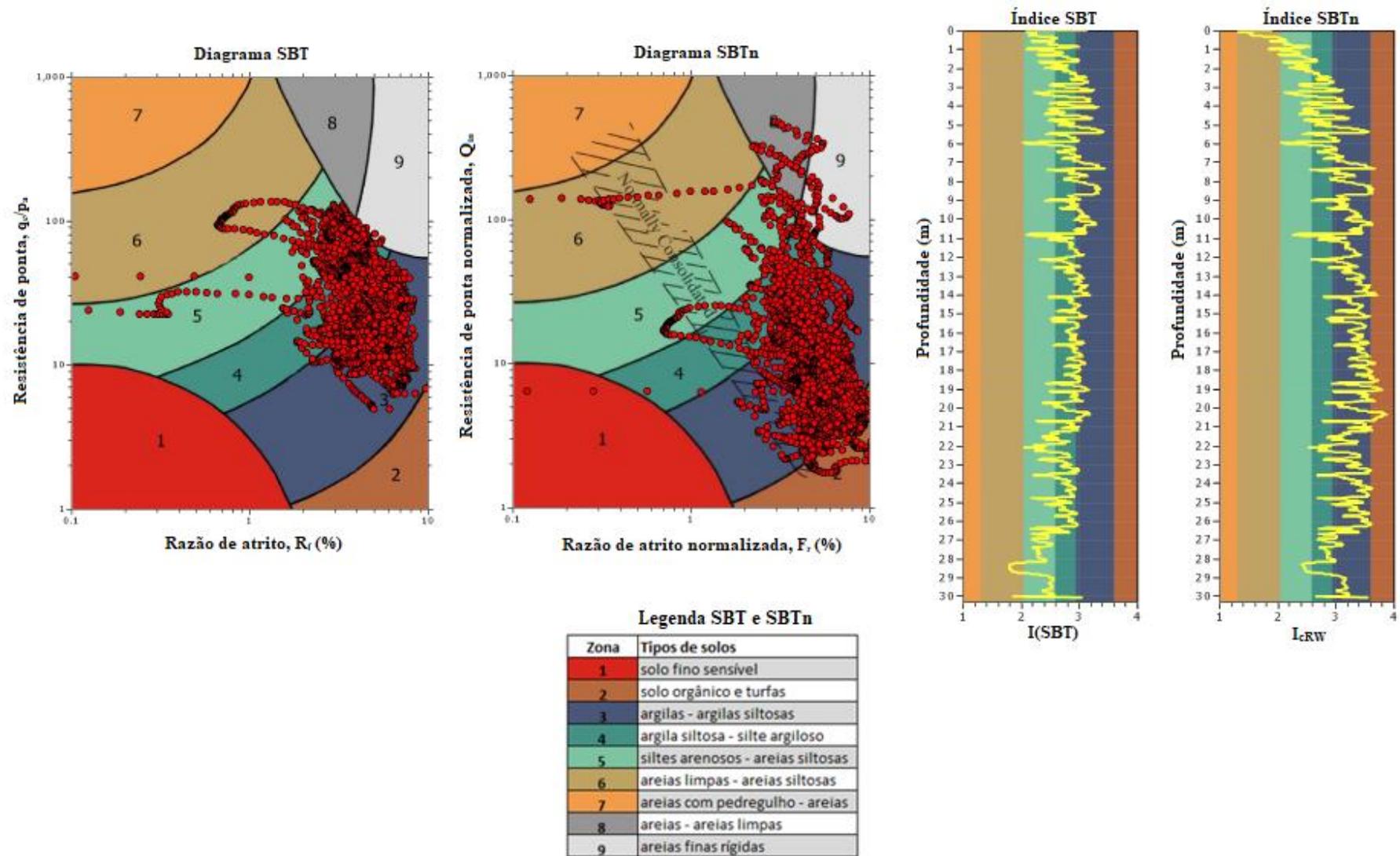


Figura 66 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-02

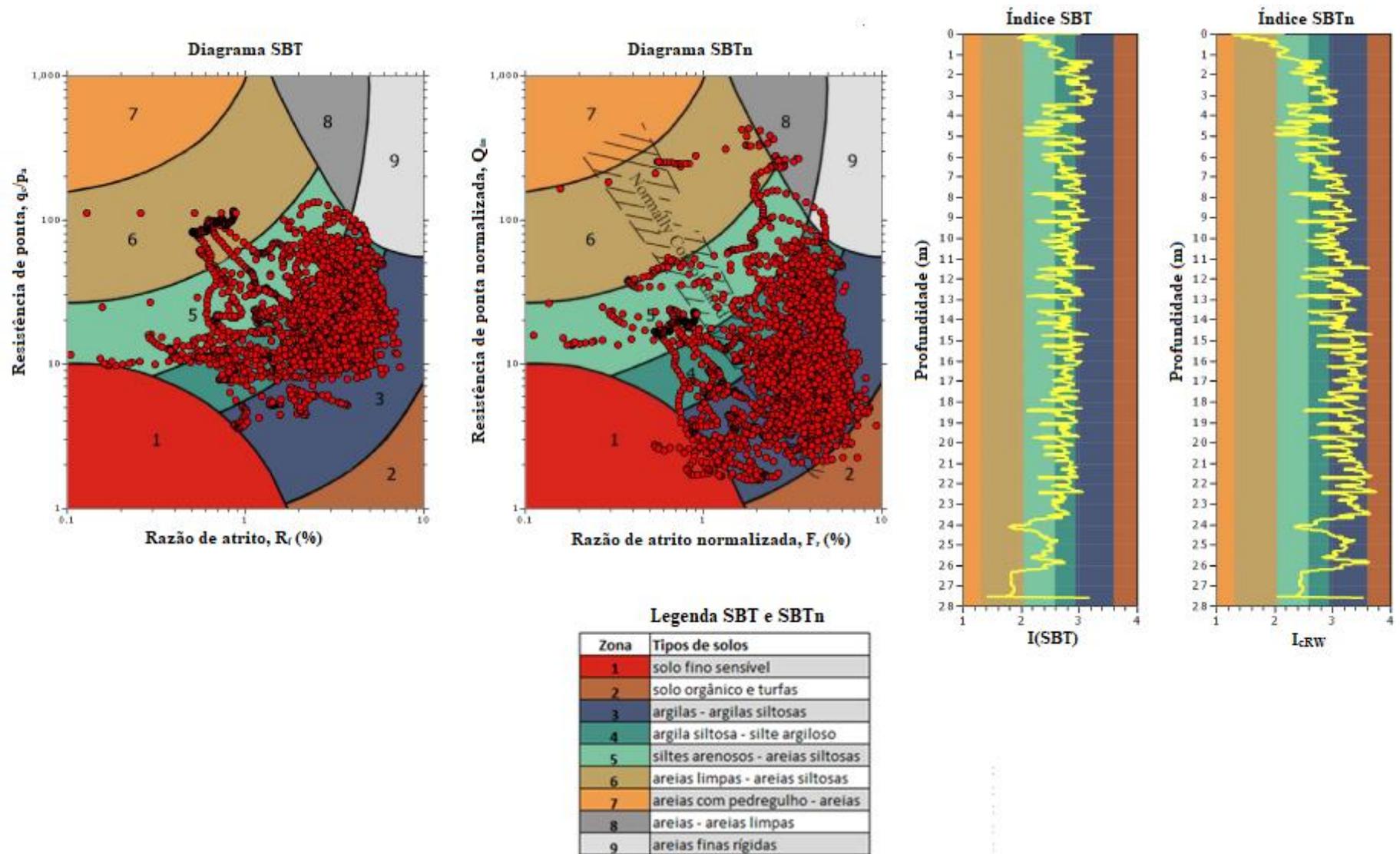


Figura 67 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-03

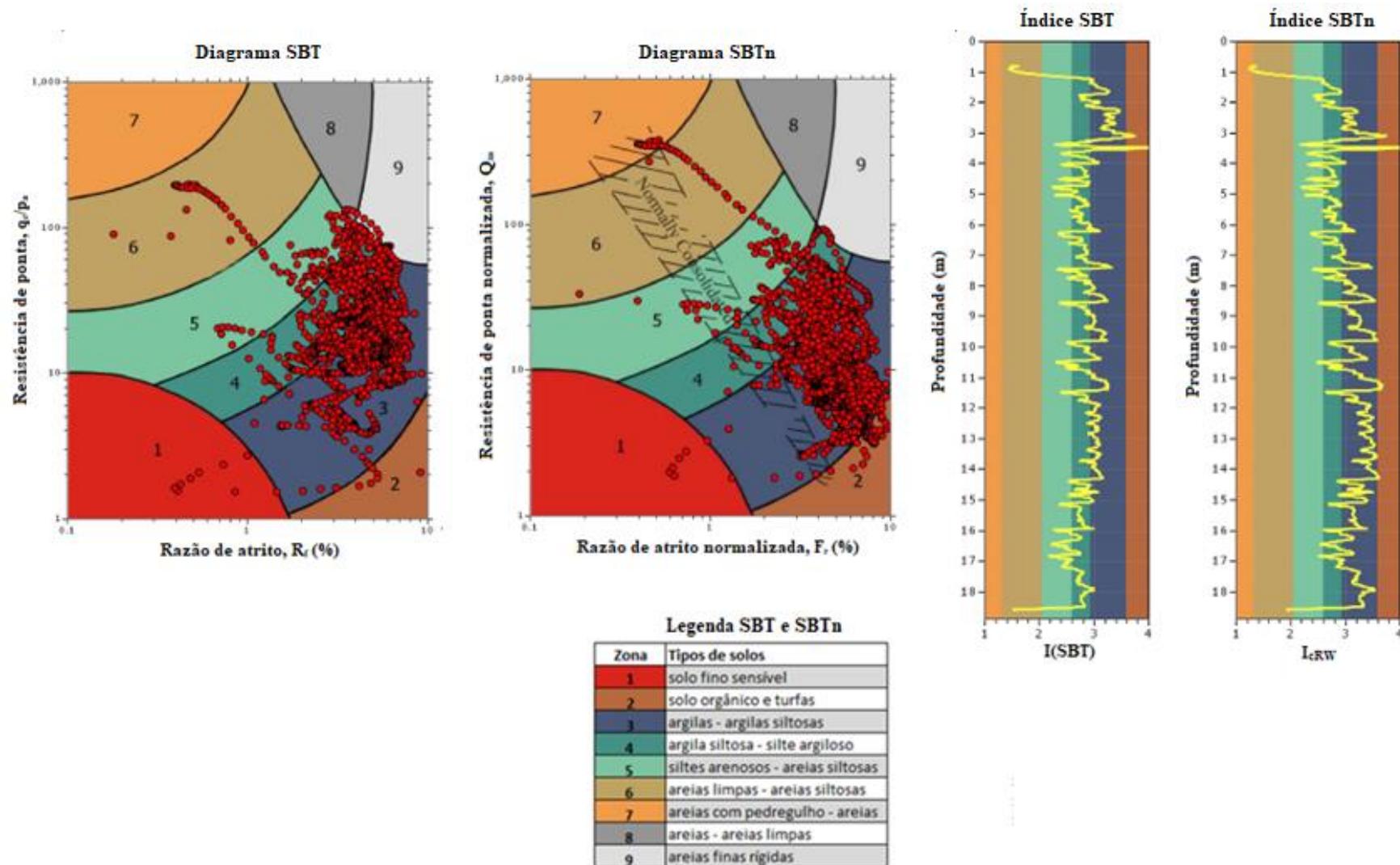
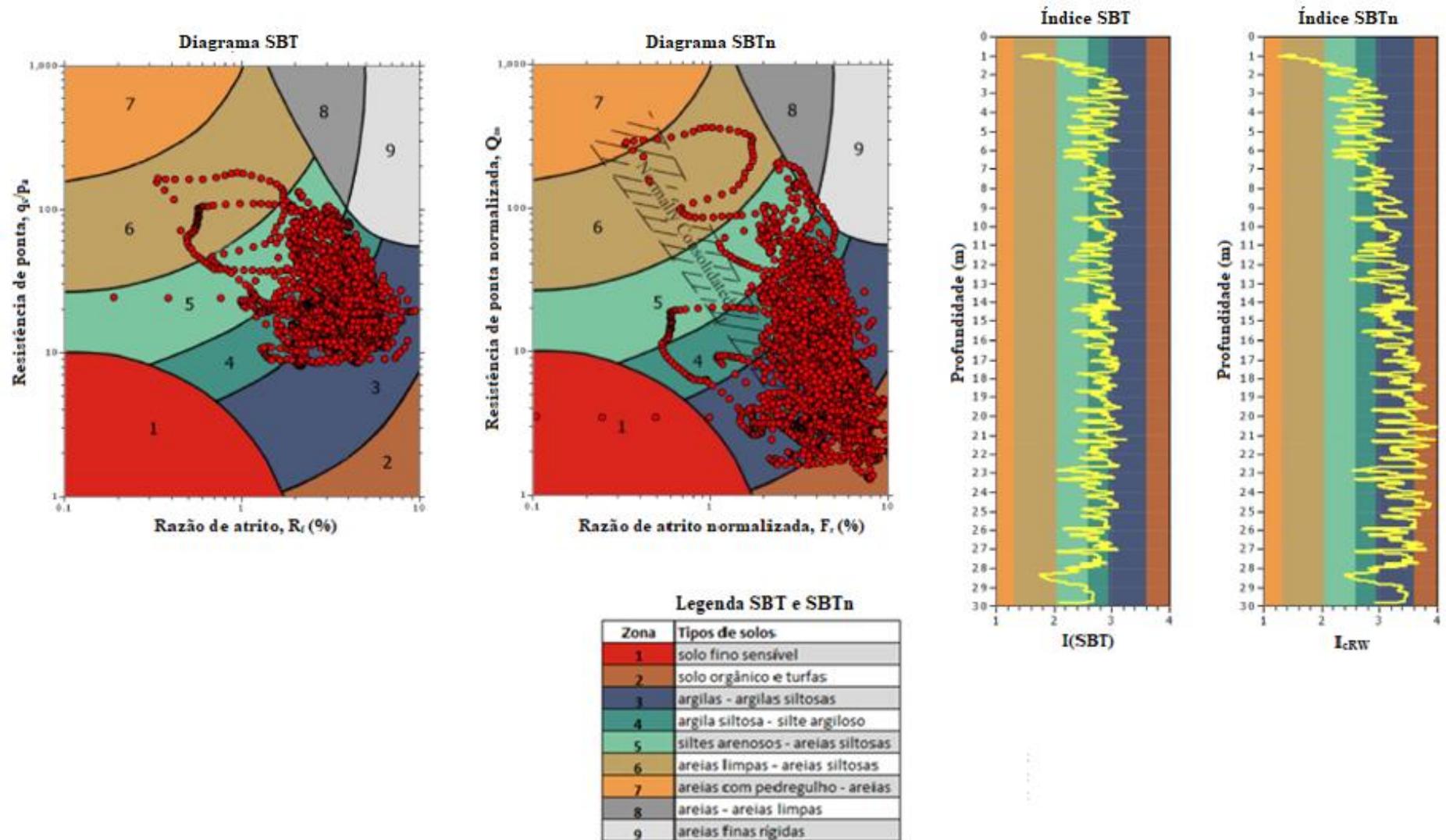


Figura 68 - Gráficos para comparação entre a classificação dos solos não normalizada (SBT) e normalizada (SBTn) a partir do ensaio CPTU-01B



Verificou-se que, a partir do ensaio CPTU-01, ambas as classificações apresentaram o tipo de comportamento do solo semelhante, especificamente para as profundidades de 2,68 m a 8,10 m, onde a tensão vertical efetiva variou de 50 a 150 kPa. Para valores de tensão vertical efetiva abaixo de 50 kPa, os gráficos plotados através dos parâmetros normalizados apresentaram o comportamento do solo ligeiramente mais granular em relação aos gráficos plotados através das medidas básicas do ensaio não normalizadas. No entanto, para valores de tensão vertical efetiva acima de 150 kPa, os gráficos plotados através dos parâmetros normalizados apresentaram o comportamento do solo mais coesivo do que os gráficos plotados através das medidas básicas do ensaio não normalizadas.

O mesmo foi verificado para as demais verticais, porém os trechos onde os valores de tensão vertical efetiva variam de 50 a 150 kPa são ligeiramente diferentes a depender da vertical ensaiada. Para o ensaio CPTU-02 o trecho correspondente a esse intervalo de tensão vertical efetiva foi de 2,97 m a 8,65 m, enquanto que, para o ensaio CPTU-03 o trecho correspondente foi de 2,82 m a 8,36 m e para o ensaio CPTU-01B o trecho correspondente foi semelhante ao do ensaio CPTU-01.

Dessa forma, tornou-se mais adequado adotar a classificação SBTn por ser mais confiável, correspondendo melhor à avaliação das condições de drenagem que sugere comportamento não drenado do solo durante as verticais ensaiadas.

4.4 RESULTADOS DAS CAMPANHAS DE ENSAIOS EM LABORATÓRIO E CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL ENCONTRADO

4.4.1 Ensaio de caracterização física

Na Tabela 42 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de granulometria (referente ao procedimento realizado com adição de defloculante), limite de consistência e massa específica dos sólidos realizados nas amostras indeformadas em forma de blocos.

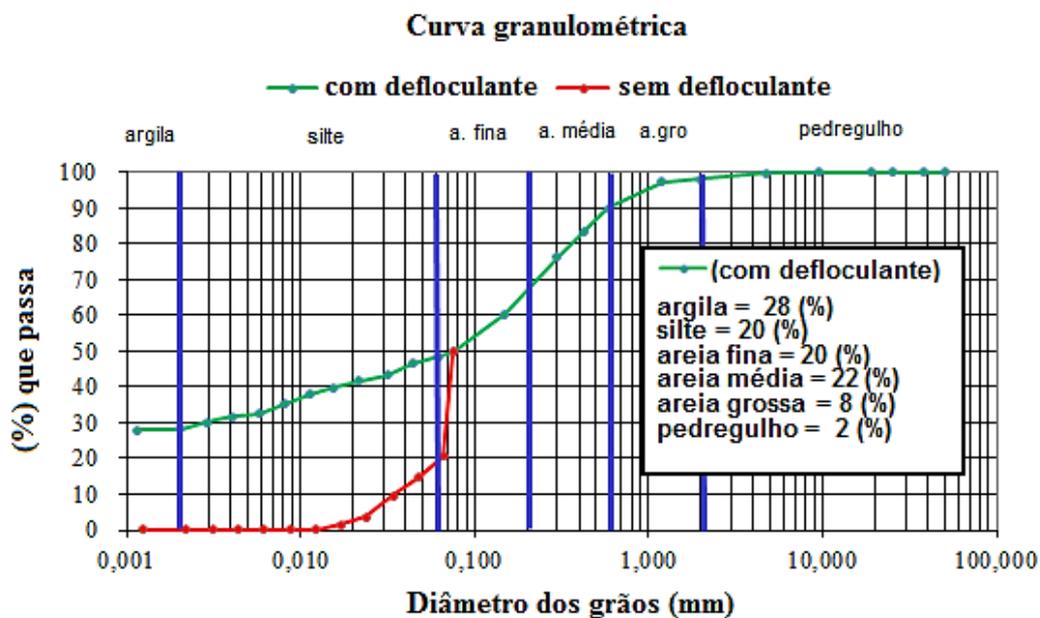
Tabela 42 - Composição granulométrica, limite de consistência, massa específica dos sólidos e classificação do solo.

Amostra	Prof. (m)	Localização	Pedreg. (%)	Areia Grossa (%)	Areia Média (%)	Areia Fina (%)	Silte (%)	Argila (%)	Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
Bloco 1	1,10	Terreno natural / Jazida	2,0	8,0	22,0	20,0	20,0	28,0	2,670	33,2	26,6	6,6	SM
Bloco 2	1,70	Terreno natural / Jazida	16,0	7,0	19,0	15,0	14,0	29,0	2,656	32,5	24,9	7,6	SM
Bloco 3	1,70	Fronteira: Terreno natural / Aterro	1,0	14,0	20,0	12,0	29,0	24,0	2,656	31,8	22,9	8,9	CL
Bloco 4	1,10	Aterro	1,0	15,0	23,0	13,0	14,0	34,0	2,659	32,0	19,1	12,9	CL
Bloco 5	1,10	Aterro	1,0	6,0	28,0	16,0	13,0	36,0	2,667	41,3	22,6	18,7	SC
Bloco 6	1,40	Aterro	1,0	14,0	24,0	25,0	8,0	28,0	2,659	22,6	18,3	4,3	SC
Bloco 7	1,50	Aterro	1,0	7,0	22,0	18,0	12,0	40,0	2,659	34,6	21,0	13,6	CL
Bloco 8	2,35	Aterro	8,0	8,0	19,0	24,0	16,0	25,0	2,642	29,0	19,0	10,0	SC
Bloco 9	1,6	Aterro	1,0	12,0	20,0	23,0	10,0	34,0	2,652	30,3	17,6	12,6	SC
Bloco 10	2,4	Aterro	2,0	8,0	20,0	20,0	10,0	40,0	2,659	30,5	20,1	10,4	CL
Bloco 11	2,20	Aterro	1,0	7,0	22,0	17,0	21,0	32,0	2,638	37,0	18,8	18,3	CL

Fonte: (COUTINHO, 2015)

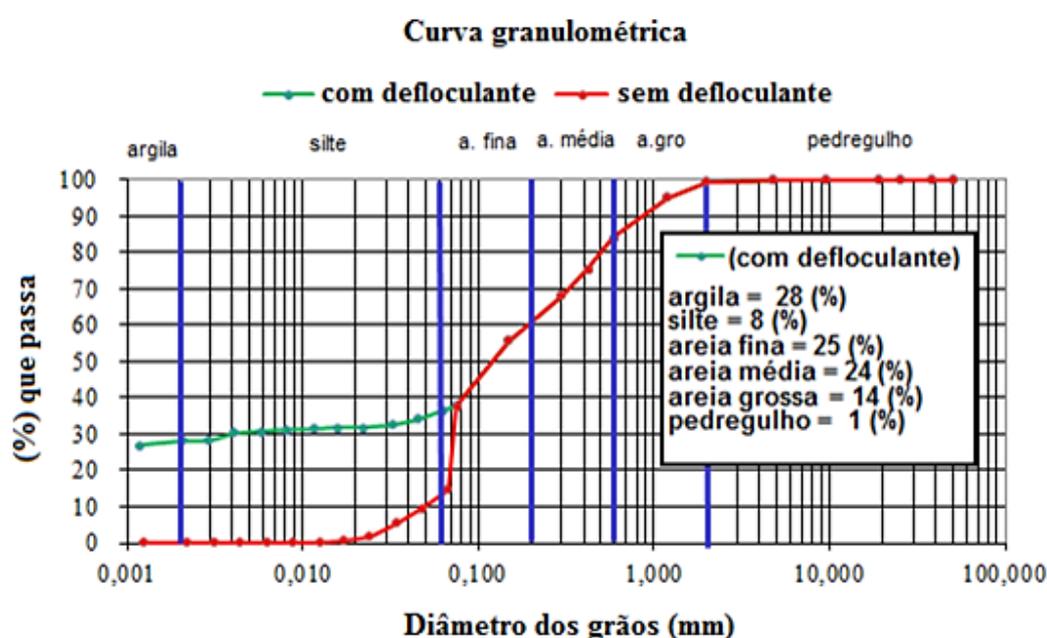
As Figuras 69, 70 e 71 apresentam as curvas granulométricas típicas de alguns dos blocos ensaiados. Foram selecionados três blocos com as diferentes classificações encontradas na área de estudo, sendo elas: areia siltosa (SM), areia argilosa (SC) e argila de baixa compressibilidade (CL).

Figura 69 - Curva granulométrica típica do solo SM – Bloco 1



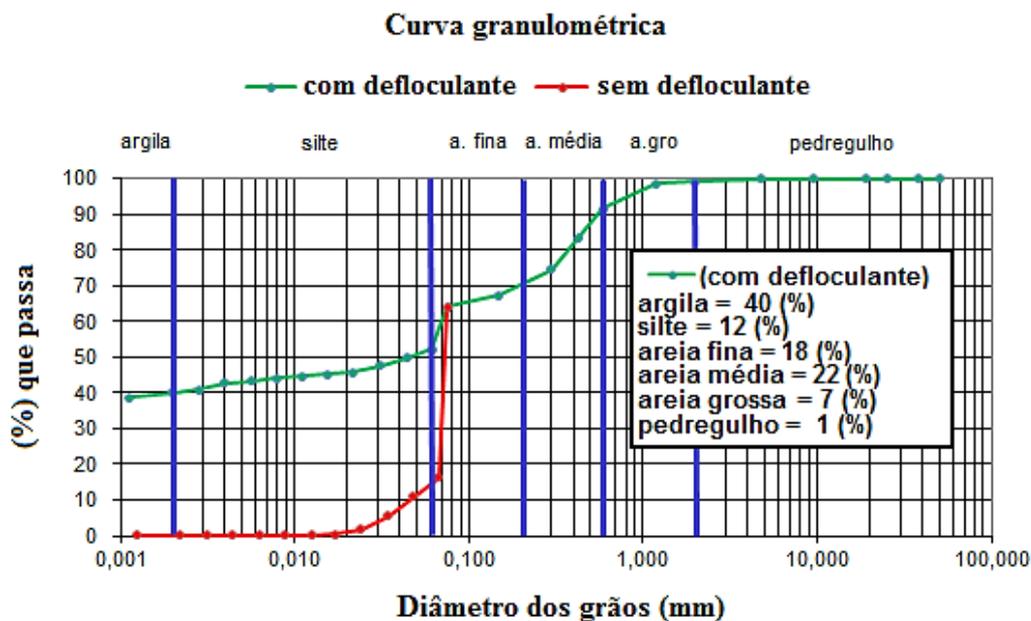
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 70 - Curva granulométrica típica do solo SC – Bloco 6



Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 71 - Curva granulométrica típica do solo CL – Bloco 7



Fonte: (COUTINHO, 2015)

As curvas granulométricas obtidas sem o uso de defloculante indicaram um aumento no percentual de areia fina e uma redução na quantidade de argila, representando a estabilidade das microagregações do material em presença de água. As curvas granulométricas obtidas com o uso de defloculante possibilitaram a obtenção da real composição e classificação dos solos de maneira adequada.

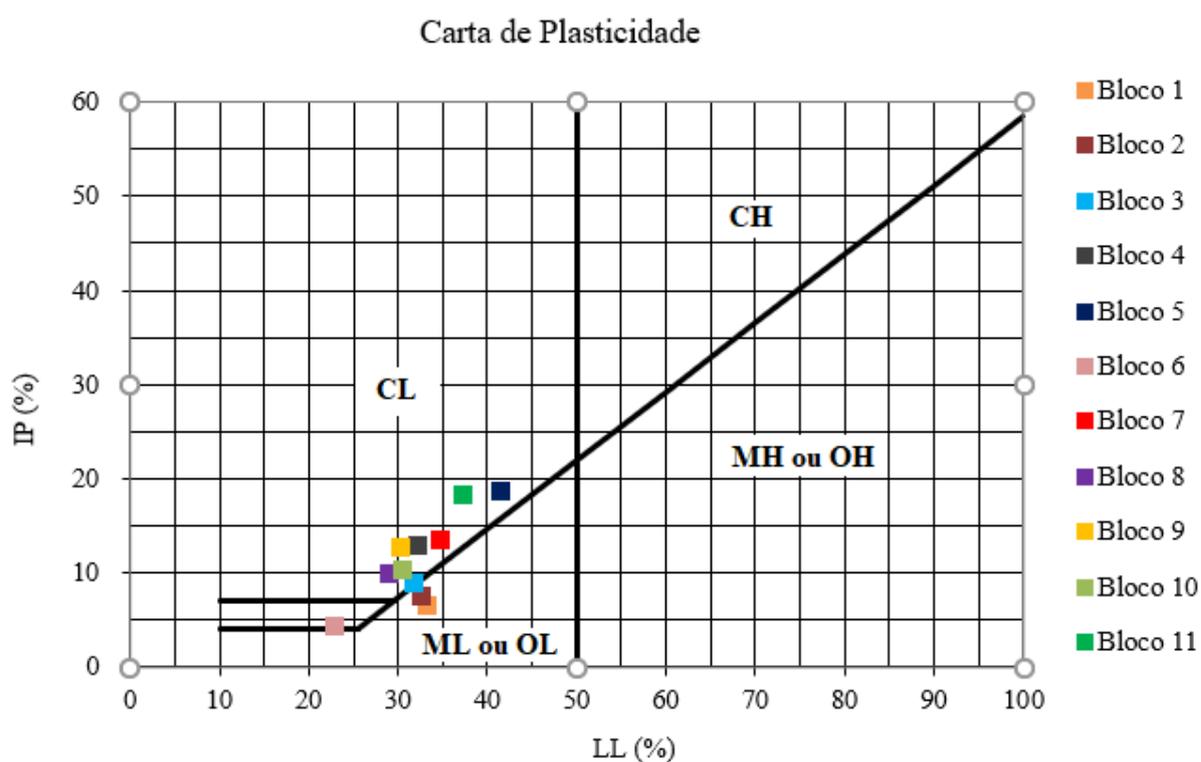
O material dos blocos extraídos do aterro foi classificado, de maneira geral, em areias argilosas e argilas de baixa compressibilidade, enquanto que, o material dos blocos extraídos do terreno natural/jazida foi classificado como areias siltosas.

Através da Tabela 42 foi possível constatar que os valores de índice de plasticidade dos blocos coletados no aterro ficaram entre 4,3% e 18,7%, ou seja, um intervalo considerável, onde se conclui certo grau de heterogeneidade entre os materiais. Entretanto, para os blocos 1 e 2, extraídos do terreno natural, observou-se que os valores de índices de plasticidade ficaram no intervalo de 6,6% e 7,6% que correspondem a um certo grau de homogeneidade entre os materiais.

Quanto aos valores obtidos de massa específica dos sólidos (Tabela 42), não houve diferenças significativas entre os blocos coletados. O valor médio de ρ_s foi de $2,656 \text{ g/cm}^3$ e desvio padrão de $0,009 \text{ g/cm}^3$.

Na Figura 72 é apresentada a carta de plasticidade com os pontos dos materiais extraídos dos blocos indeformados coletados na área de estudo.

Figura 72 - Carta de plasticidade com a classificação da fração fina do solo encontrado em cada bloco indeformado



4.4.2 Resultados dos ensaios oedométricos

Nas Tabelas 43 a 48 são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios oedométricos duplos realizados nas amostras indeformadas de maior importância para os reais objetivos do trabalho.

Os gráficos típicos de índice de vazios versus tensão vertical efetiva correspondente aos blocos 4, 5, 6, 7, 10 e 11 são apresentados nas Figuras 73 a 78 nas condições de umidade natural e inundado.

Tabela 43 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 4

Ensaio Oedométrico duplo – Bloco 4		
Índice / Parâmetro	Umidade natural	Inundado
Índice de vazios (e_0)	0,831	0,830
Índice de compressão (C_c)	0,352	0,219
Índice de descompressão (C_r)	0,019	0,019
Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	180	40
Saturação inicial, S_r (%)	43,660	44,253
Umidade inicial, W_i (%)	13,643	13,813
Massa específica úmida, ρ (g/cm ³)	1,650	1,654
Massa específica seca, ρ_d (g/cm ³)	1,452	1,453
Expansão livre, E_x (%)	-	0,150

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Tabela 44 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 5

Ensaio Oedométrico duplo – Bloco 5		
Índice / Parâmetro	Umidade natural	Inundado
Índice de vazios (e_0)	0,726	0,726
Índice de compressão (C_c)	0,245	0,241
Índice de descompressão (C_r)	0,028	0,016
Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	86	70
Saturação inicial, S_r (%)	58,704	58,723
Umidade inicial, W_i (%)	15,979	15,984
Massa específica úmida, ρ (g/cm ³)	1,792	1,792
Massa específica seca, ρ_d (g/cm ³)	1,545	1,545
Expansão livre, E_x (%)	-	0,045

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Tabela 45 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 6

Ensaio Oedométrico duplo – Bloco 6		
Índice / Parâmetro	Umidade natural	Inundado
Índice de vazios (e_0)	0,692	0,694
Índice de compressão (C_c)	0,344	0,230
Índice de descompressão (C_r)	0,023	0,020
Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	197	132
Saturação inicial, S_r (%)	47,893	48,909
Umidade inicial, W_i (%)	12,463	12,768
Massa específica úmida, ρ (g/cm ³)	1,767	1,770
Massa específica seca, ρ_d (g/cm ³)	1,572	1,570
Expansão livre, E_x (%)	-	0,125

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Tabela 46 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 7

Ensaio Oedométrico duplo – Bloco 7		
Índice / Parâmetro	Umidade natural	Inundado
Índice de vazios (e_0)	0,813	0,816
Índice de compressão (C_c)	0,228	0,224
Índice de descompressão (C_r)	0,026	0,029
Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	33	23
Saturação inicial, S_r (%)	63,006	63,733
Umidade inicial, W_i (%)	19,265	19,549
Massa específica úmida, ρ (g/cm ³)	1,749	1,751
Massa específica seca, ρ_d (g/cm ³)	1,467	1,465
Expansão livre, E_x (%)	-	0,025

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Tabela 47 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 10

Ensaio Oedométrico duplo – Bloco 10		
Índice / Parâmetro	Umidade natural	Inundado
Índice de vazios (e_0)	0,948	0,947
Índice de compressão (C_c)	0,276	0,280
Índice de descompressão (C_r)	0,021	0,022
Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	55	32
Saturação inicial, S_r (%)	60,260	59,919
Umidade inicial, W_i (%)	21,480	21,332
Massa específica úmida, ρ (g/cm ³)	1,658	1,657
Massa específica seca, ρ_d (g/cm ³)	1,365	1,366
Expansão livre, E_x (%)	-	0,050

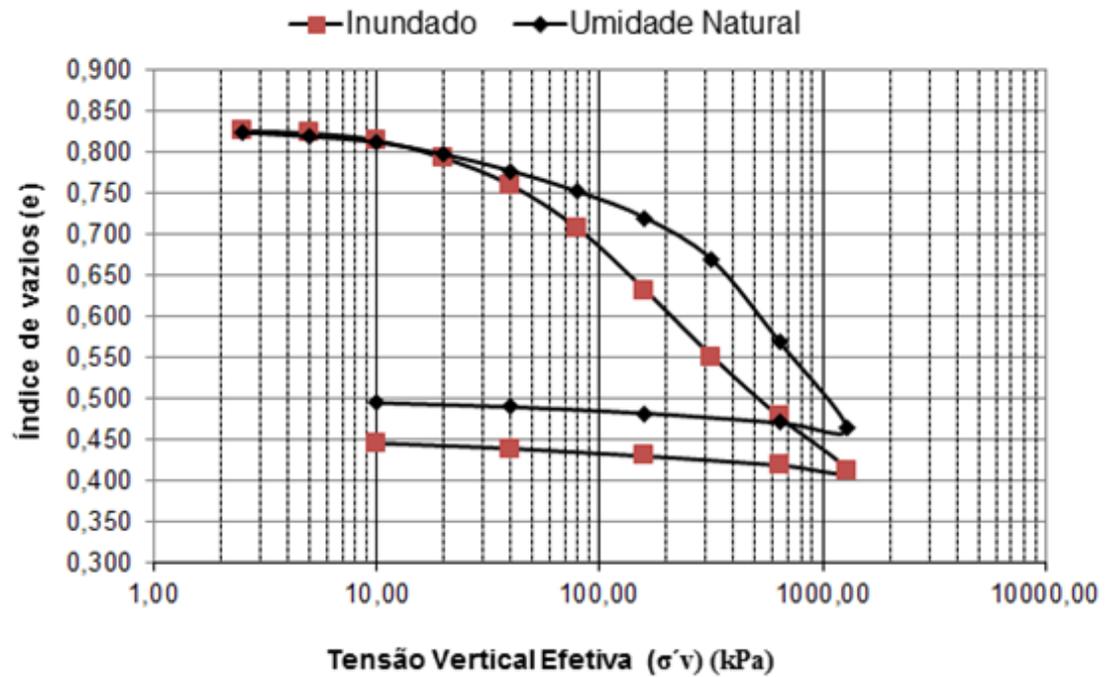
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Tabela 48 - Resultados do ensaio oedométrico duplo - Bloco 11

Ensaio Oedométrico duplo – Bloco 11		
Índice / Parâmetro	Umidade natural	Inundado
Índice de vazios (e_0)	0,792	0,790
Índice de compressão (C_c)	0,199	0,199
Índice de descompressão (C_r)	0,023	0,024
Tensão de pré-adensamento, σ'_{vm} (kPa)	212	107
Saturação inicial, S_r (%)	73,897	73,555
Umidade inicial, W_i (%)	17,030	16,908
Massa específica úmida, ρ (g/cm ³)	1,920	1,920
Massa específica seca, ρ_d (g/cm ³)	1,472	1,474
Expansão livre, E_x (%)	-	0,100

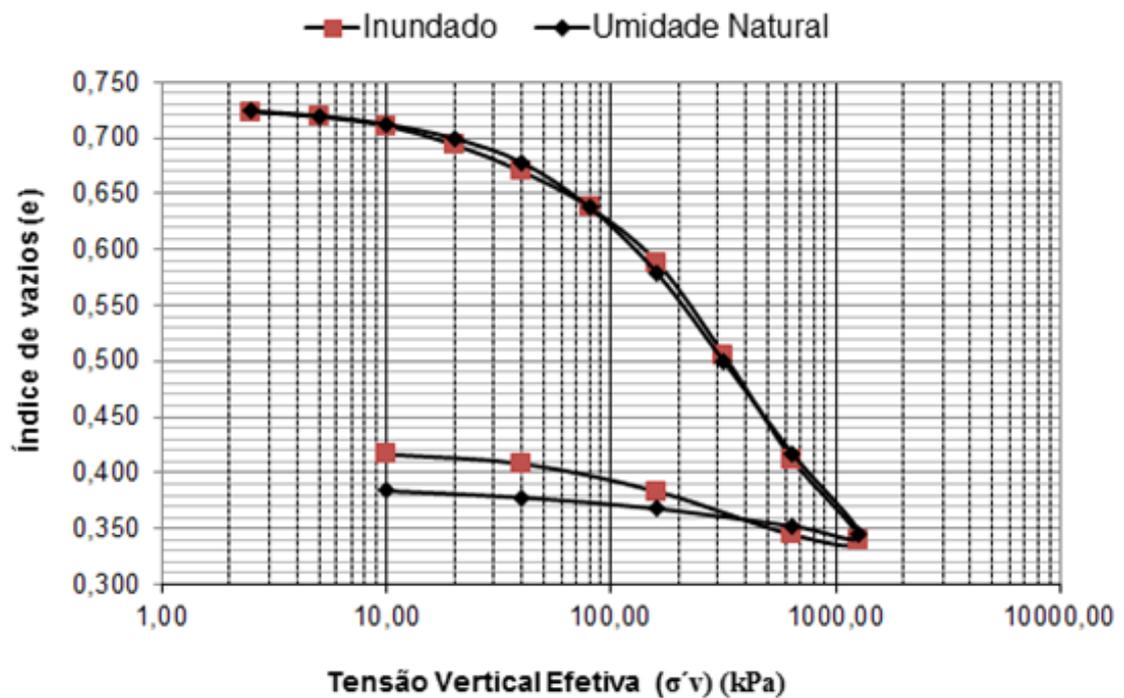
Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 73 - Curva de compressibilidade - Bloco 4



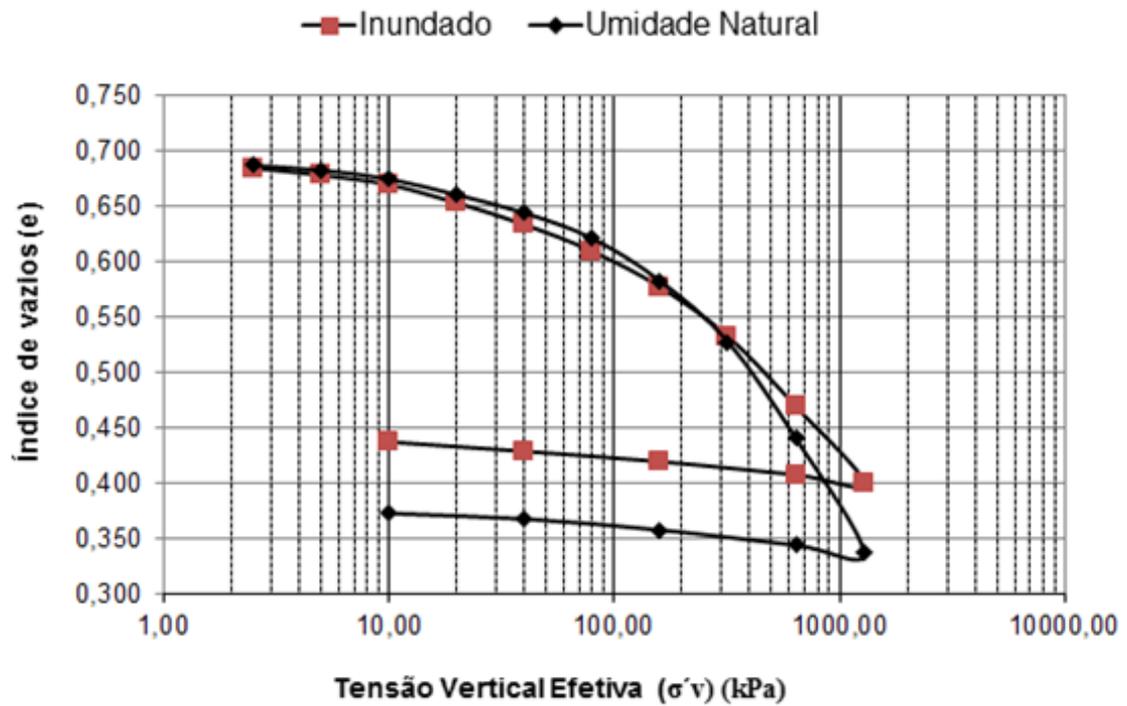
Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

Figura 74 - Curva de compressibilidade - Bloco 5



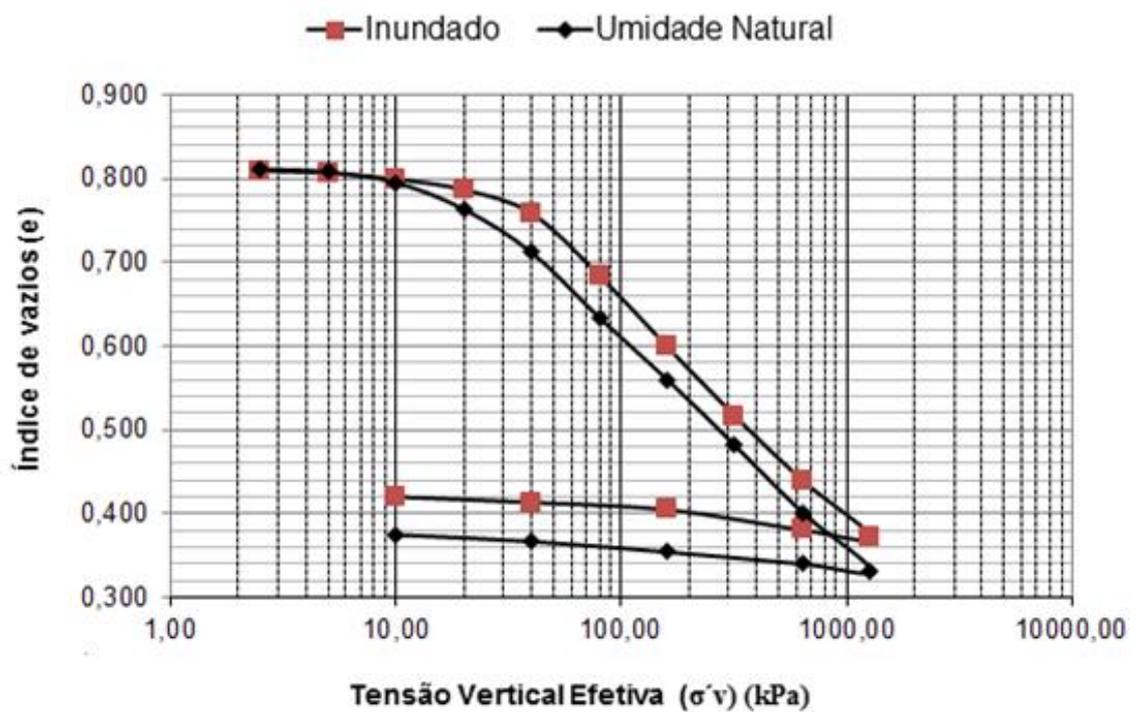
Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

Figura 75 - Curva de compressibilidade - Bloco 6



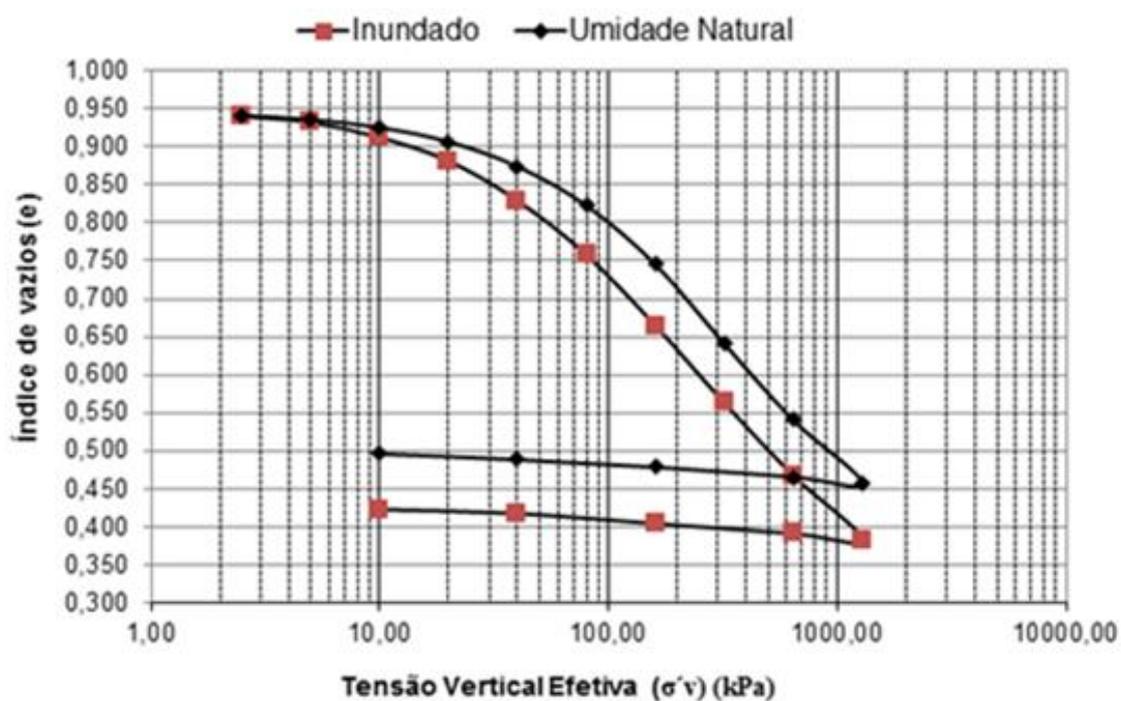
Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

Figura 76 - Curva de compressibilidade - Bloco 7



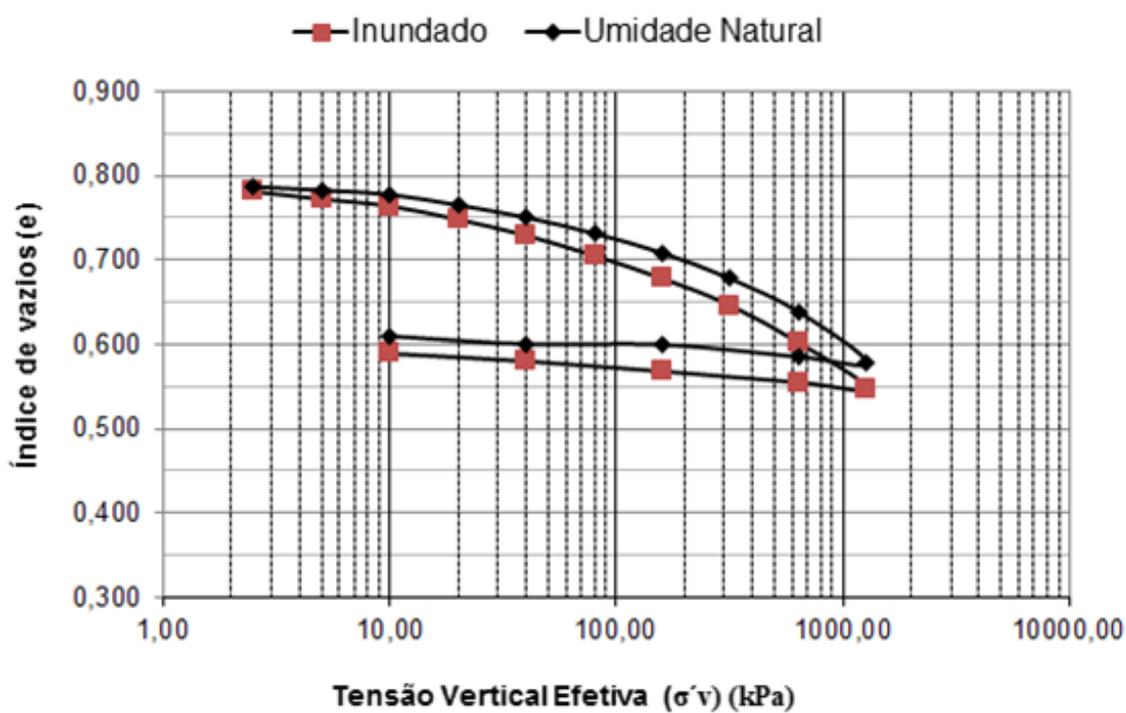
Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

Figura 77 - Curva de compressibilidade - Bloco 10



Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

Figura 78 - Curva de compressibilidade - Bloco 11



Fonte: (Adaptado de Coutinho, 2015)

Avaliando os valores obtidos das tensões de pré-adensamento, que serviram de referência para determinação do $C_v(t_{90})$, constatou-se que, os valores de σ'_{vm} são semelhantes entre os corpos de prova ensaiados. Entretanto, os corpos de prova referentes aos blocos 7 e 10 apresentaram tensões de pré-adensamento muito baixas, provavelmente, devido aos altos teores de umidade. Assim, os corpos de prova correspondentes ao bloco 7 demonstraram valores de 33 kPa para a condição natural e 23 kPa para a condição inundada e, os corpos de prova relativos ao bloco 10 apresentaram valores de 55 kPa para a condição natural e 32 kPa para a condição inundada.

As curvas dos coeficientes de adensamento vertical, $C_v(t_{90})$, obtidos a partir dos ensaios oedométricos nas condições de umidade natural e inundado, foram apresentados nas Figuras 79 a 84.

Verificou-se, de maneira geral, que os valores obtidos de $C_v(t_{90})$ na condição normalmente adensada, encontram-se na ordem de 10^{-8} m²s, tanto para os ensaios oedométricos realizados sob condições de umidade natural, quanto nas condições inundada.

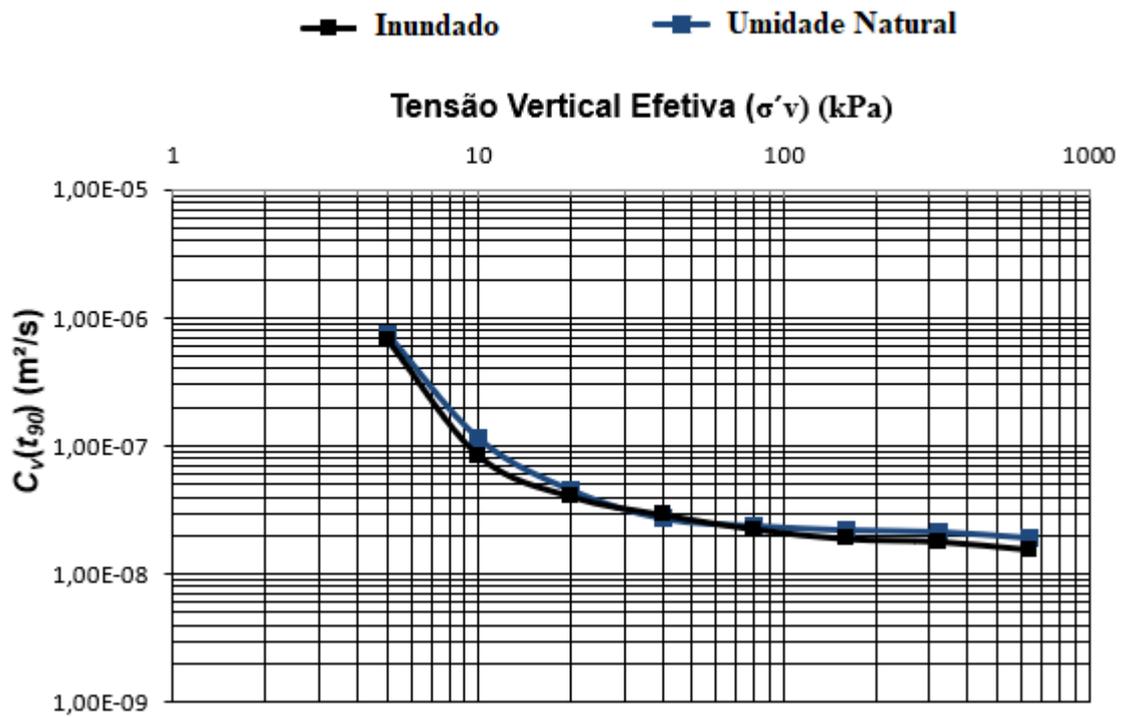
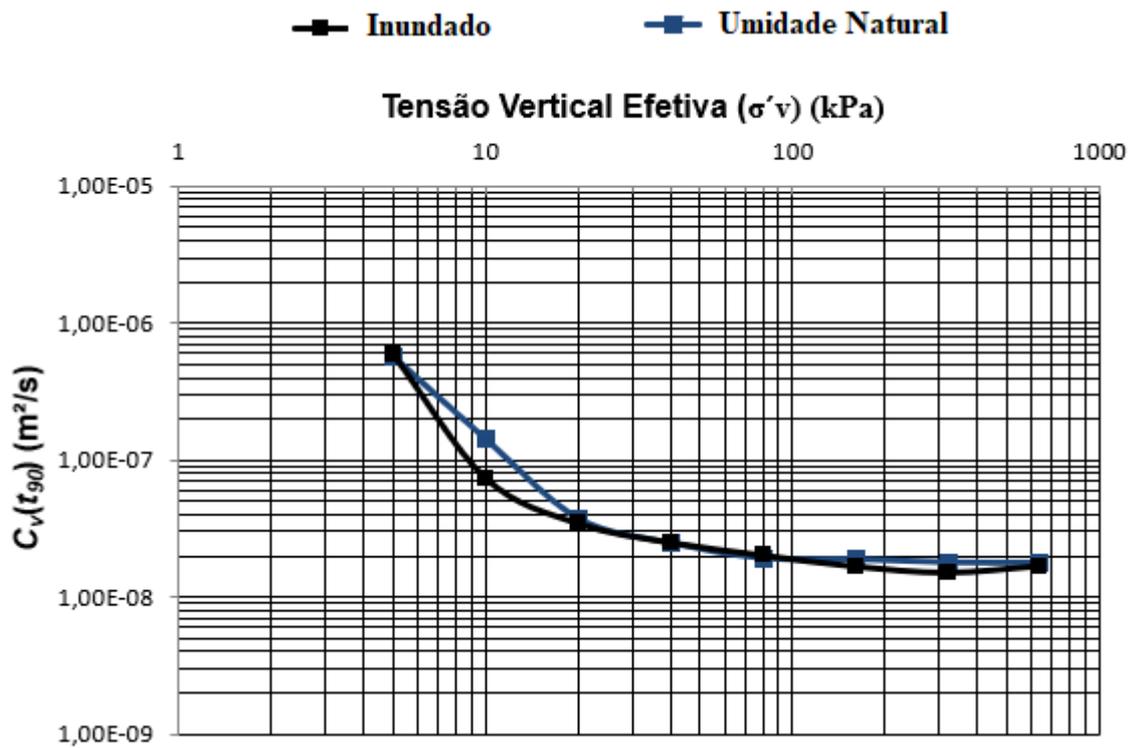
Figura 79 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 4Figura 80 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 5

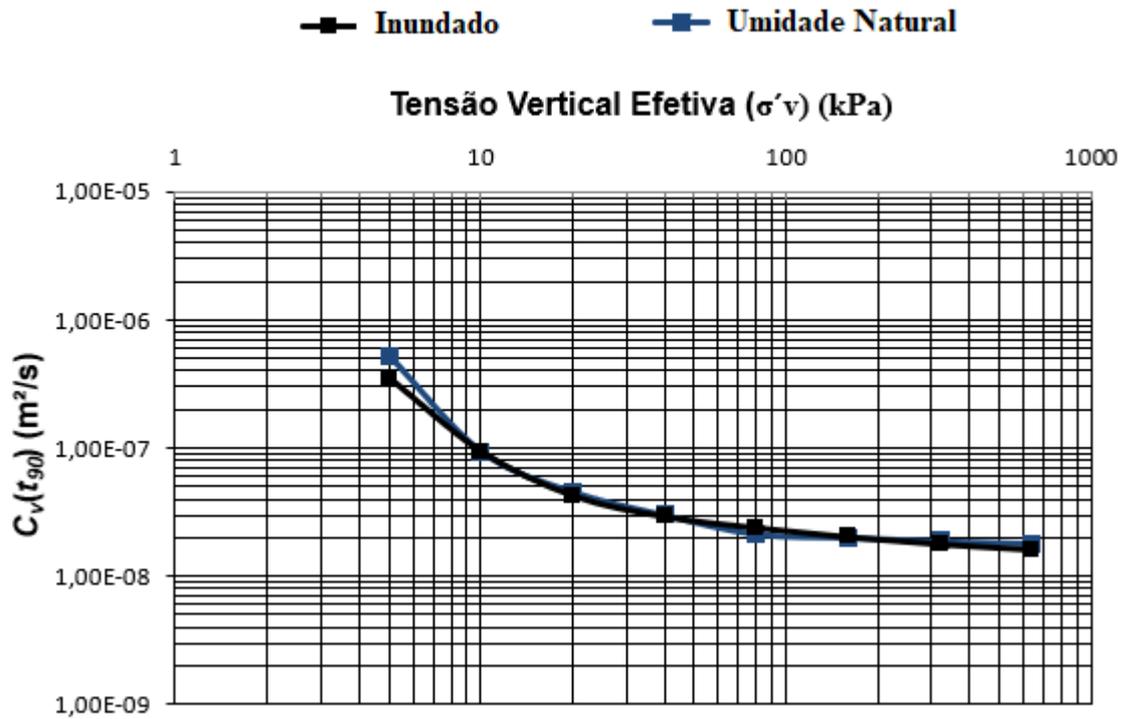
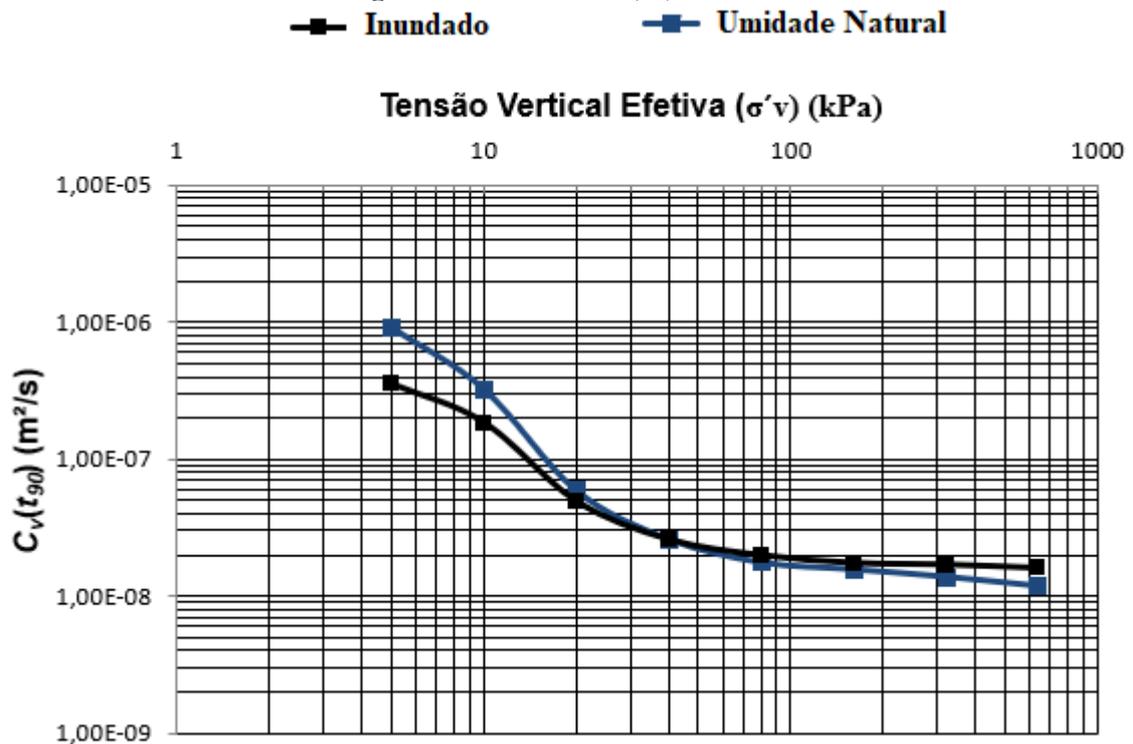
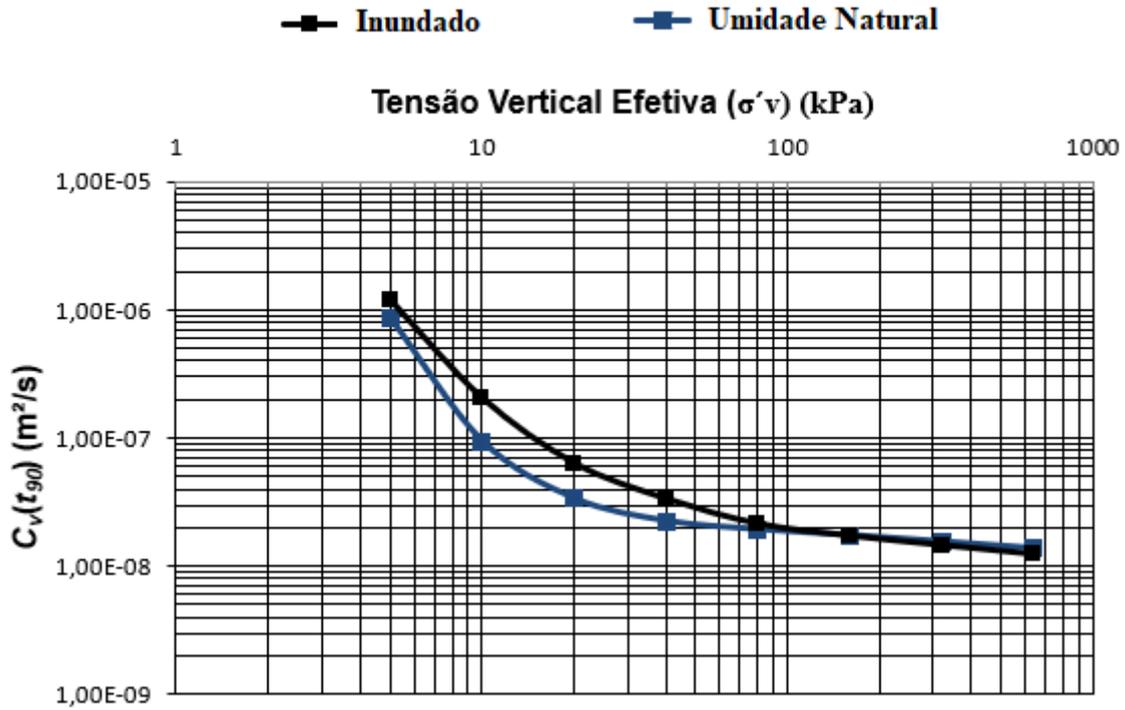
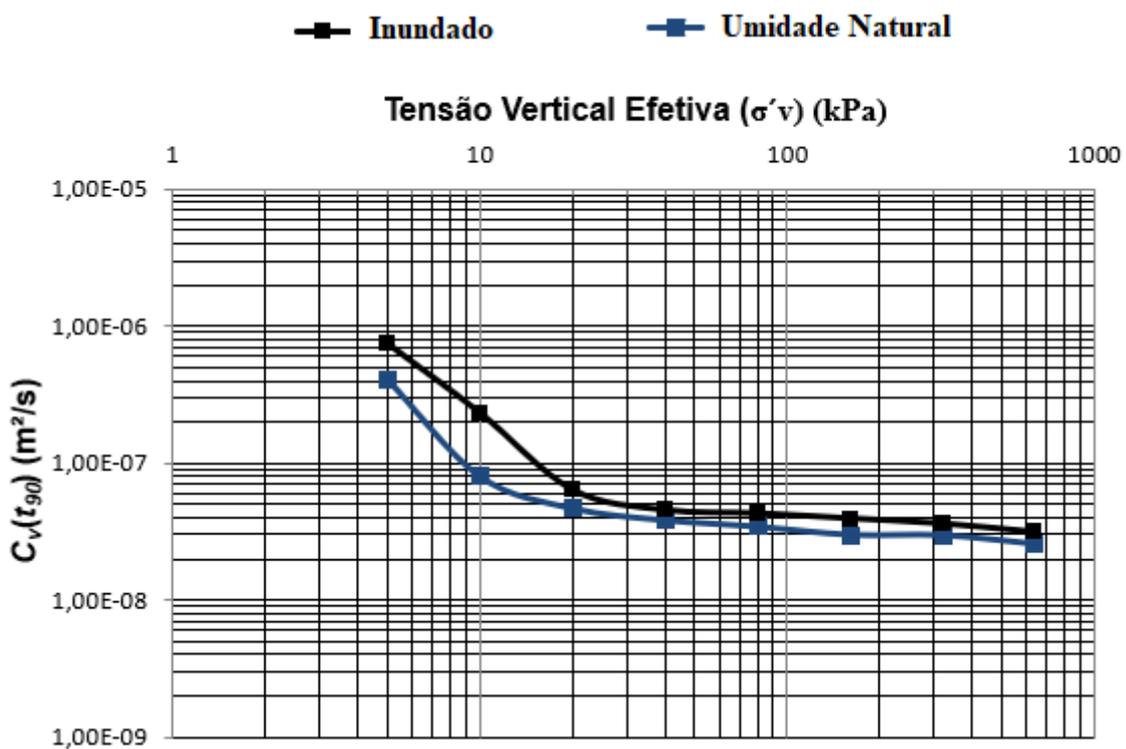
Figura 81 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 6Figura 82 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 7

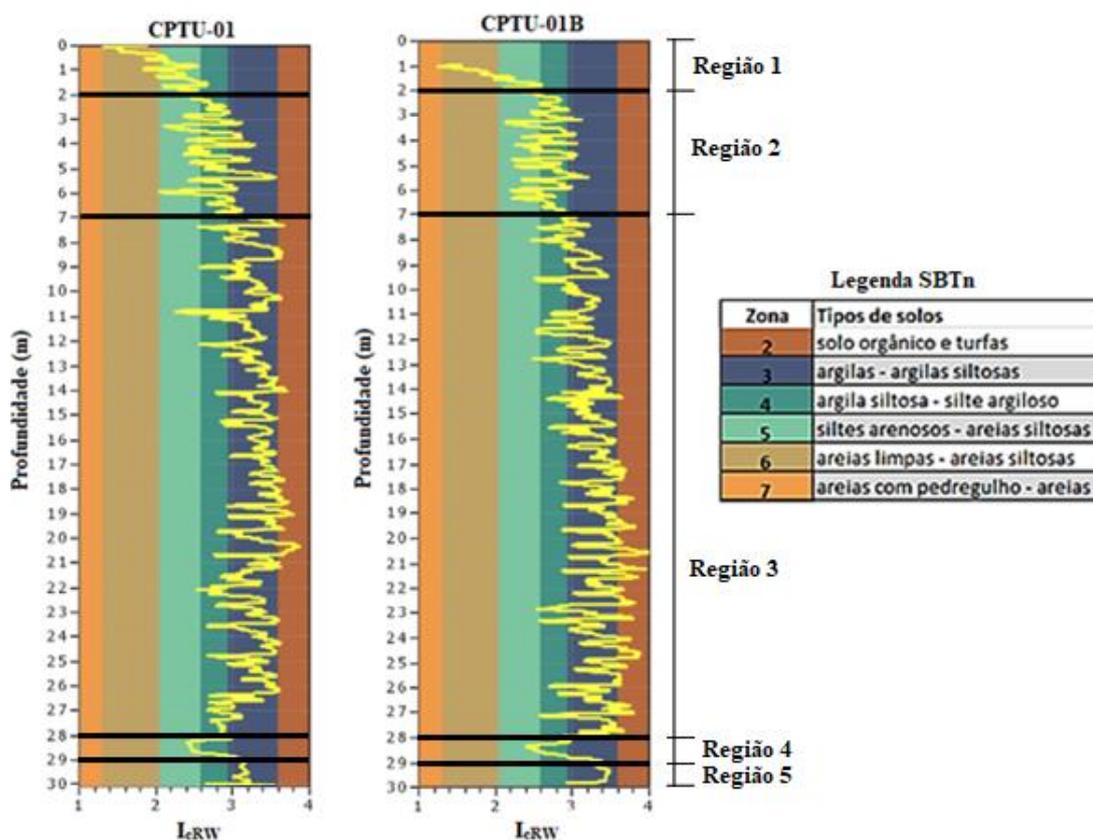
Figura 83 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 10Figura 84 - Curva de $C_v(t_{90})$ - Bloco 11

4.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS ESTIMADOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE E OS OBTIDOS POR MEIO DE ENSAIOS EM LABORATÓRIO E CAMPO

4.5.1 Classificação dos solos através do ensaio de piezocone, por meio das análises das curvas granulométricas e pela classificação dos solos de acordo com as sondagens de simples reconhecimento.

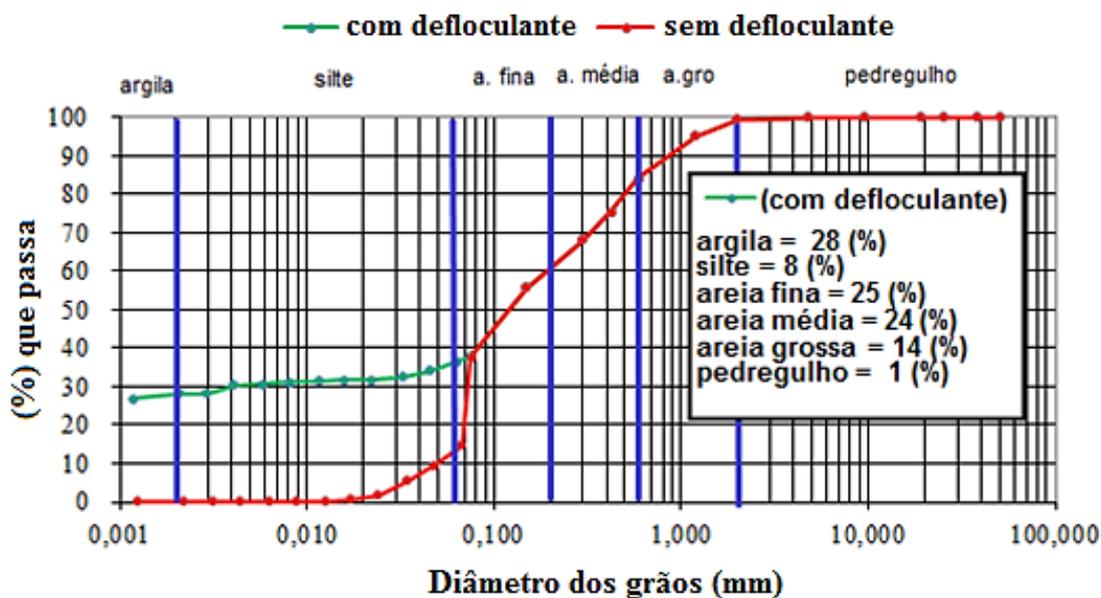
A partir dos ensaios CPTU-01 e CPTU-01B, foi possível classificar o comportamento do solo, como misturas de areias da superfície aos 2 m de profundidade (região 1), representadas pelas zonas 5 e 6; como misturas de siltes dos 2 m aos 7 m (região 2), representados pelas zonas 4 e 5; como misturas de argilas dos 7 m aos 28 m (região 3), representadas pelas zonas 2, 3 e 4; como misturas de siltes dos 28 m aos 29 m (região 4), representadas pelas zonas 4 e 5; e por fim, como argila a argila siltosa dos 29 m aos 30 m (região 5), representada pela zona 3, conforme pode ser observado na Figura 85.

Figura 85 - Gráficos Profundidade x I_{cRW} para classificação dos solos a partir dos ensaios CPTU-01 e CPTU-01B



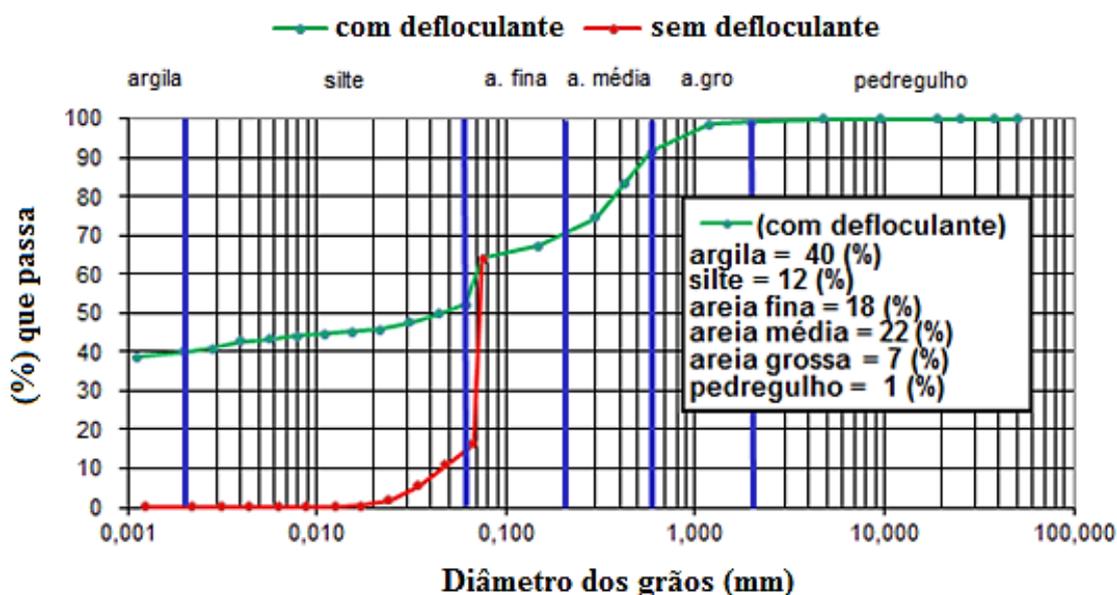
A análise granulométrica dos blocos 6 e 7 correspondentes aos ensaios CPTU-01 e CPTU-01B pode ser observada nas Figuras 86 e 87, onde o material foi classificado como uma areia argilosa ou uma argila de baixa compressibilidade.

Figura 86 - Curva granulométrica típica do solo SC - Bloco 6



Fonte: (COUTINHO, 2015)

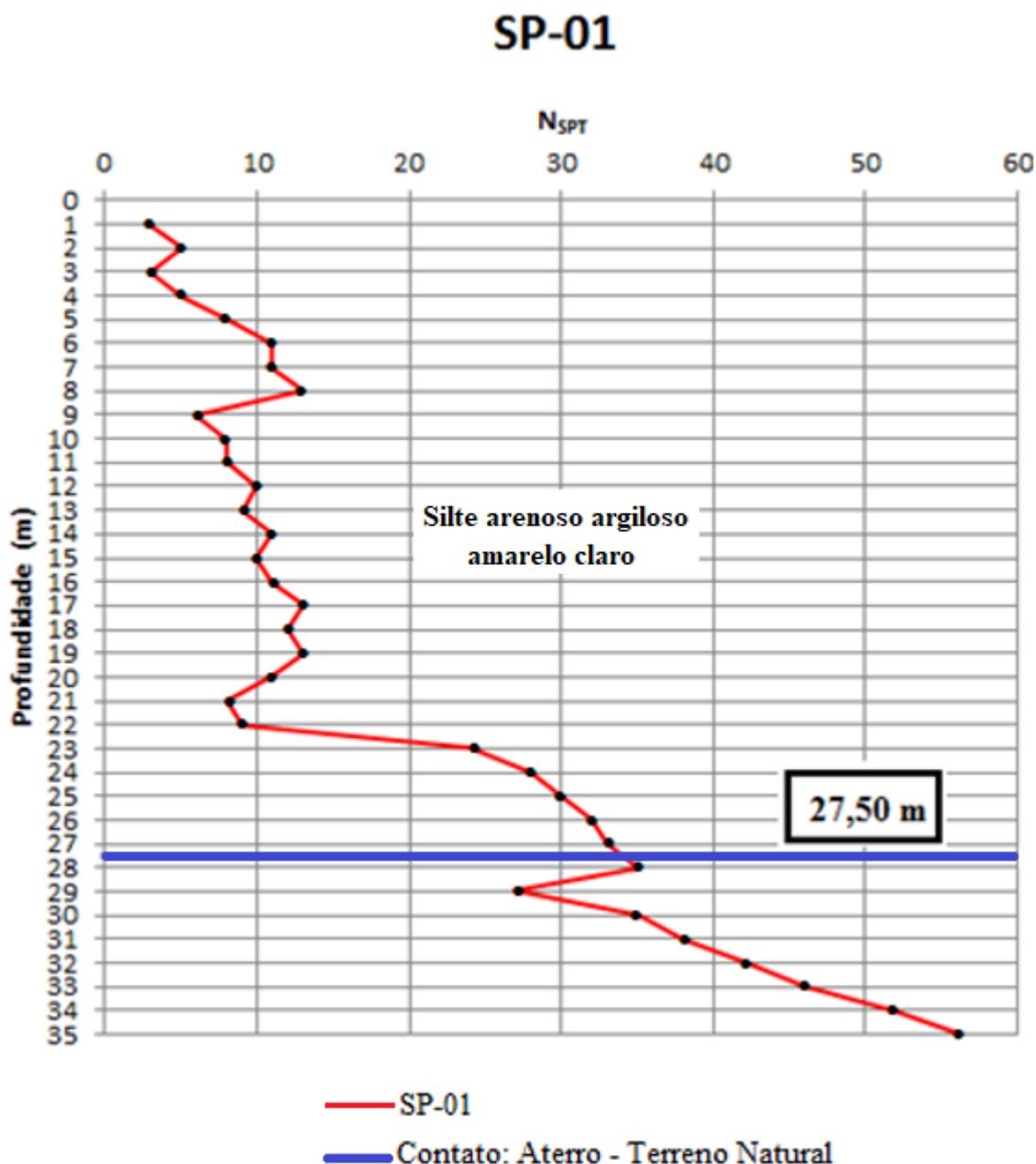
Figura 87 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 7



Fonte: (COUTINHO, 2015)

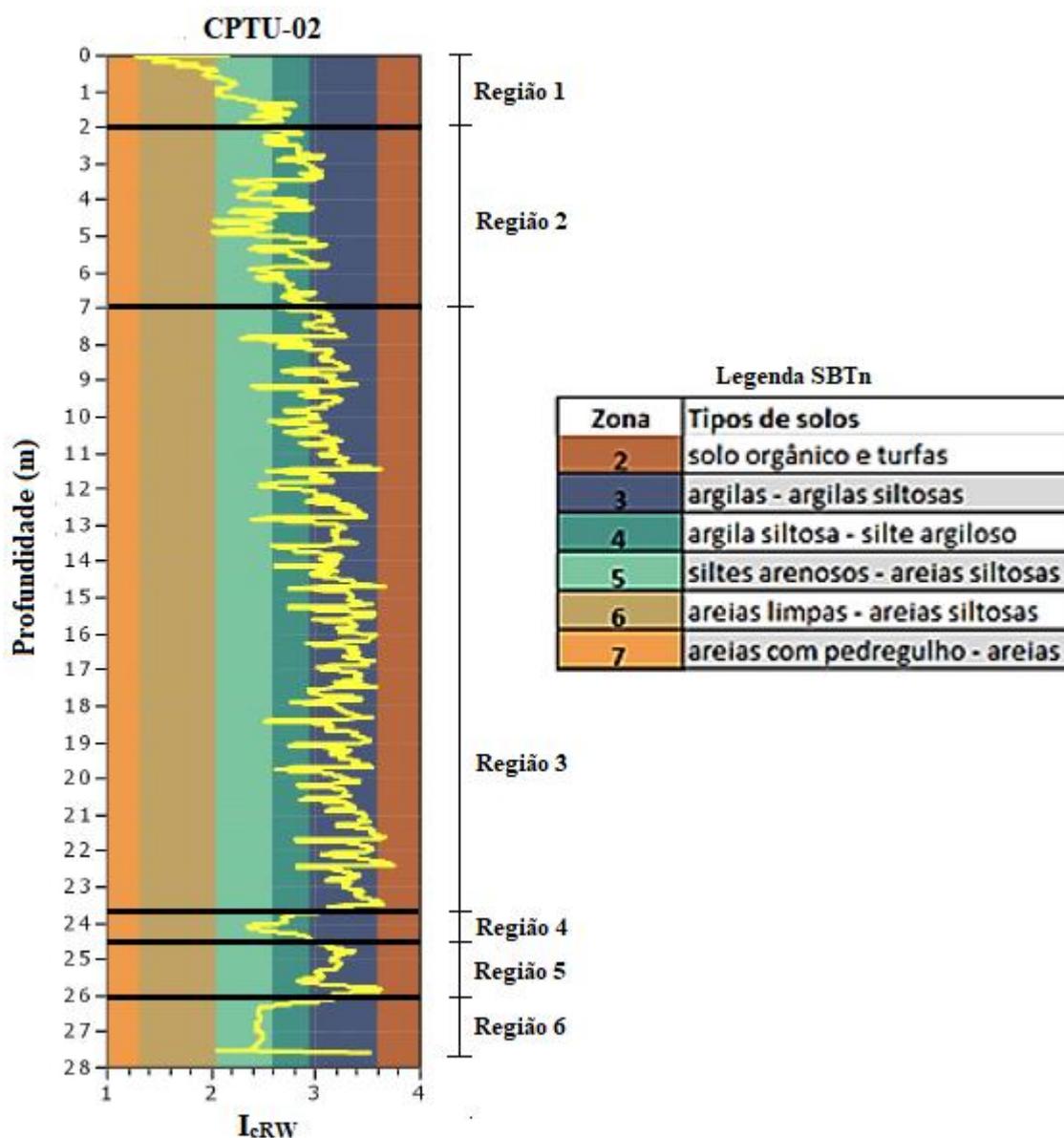
As amostras de solo obtidas pelas sondagens de simples reconhecimento foram classificadas de acordo com sua compactidade ou consistência. Para a sondagem (SP-01) o solo foi classificado como sendo um silte arenoso argiloso amarelo claro com compactidade variável ao longo do perfil, conforme apresentado na Figura 88.

Figura 88 - Classificação do solo através da sondagem SP-01



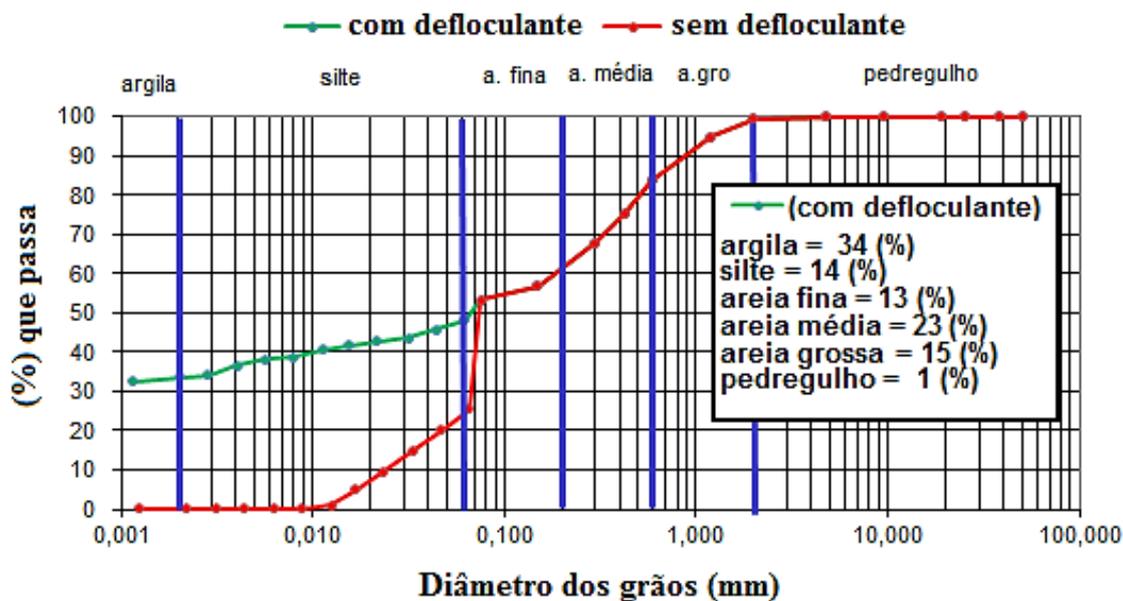
A partir do ensaio CPTU-02, foi possível classificar o comportamento do solo, como misturas de areias da superfície aos 2 m de profundidade (região 1), representadas pelas zonas 5 e 6; como misturas de siltes dos 2 m aos 7 m (região 2), representados pelas zonas 4 e 5; como misturas de argilas dos 7 m aos 23,5 m (região 3), representadas pelas zonas 2, 3 e 4; como misturas de siltes dos 23,7 m aos 24,5 m (região 4), representados pelas zonas 4 e 5; como argila a argila siltosa dos 24,5 m aos 26 m (região 5), representada pela zona 3; e por fim, como silte arenoso a areia siltosa dos 26 m até o final da vertical ensaiada (região 6), representado pela zona 5, conforme pode ser observado na Figura 89.

Figura 89 - Gráfico Profundidade x I_{cRW} para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-02



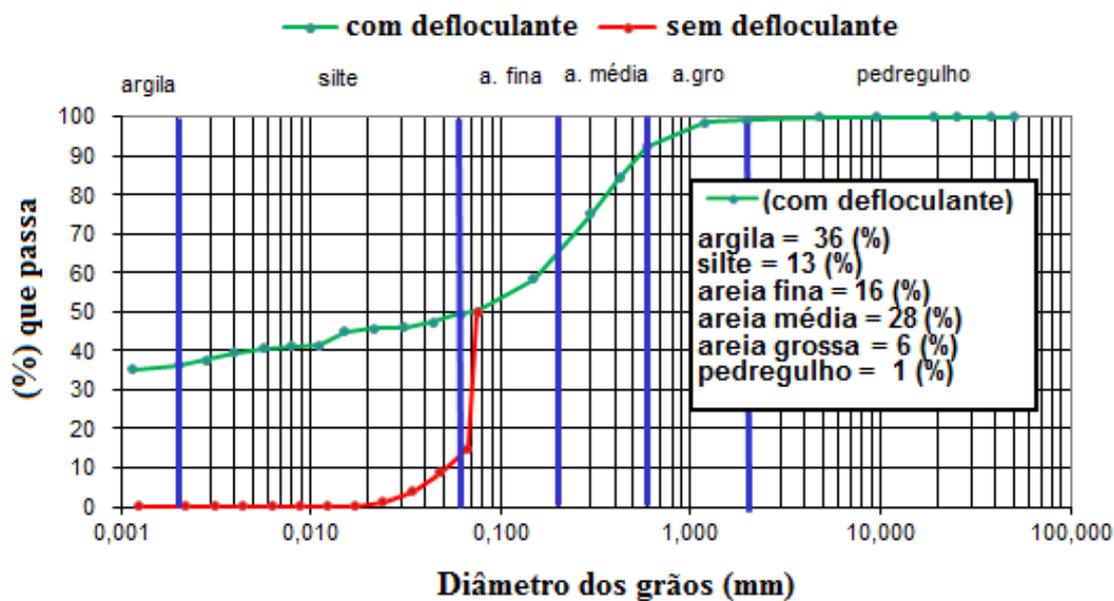
A análise granulométrica dos blocos 4 e 5 correspondentes ao ensaio CPTU-02 foi observada nas Figuras 90 e 91, onde o material foi classificado como uma argila de baixa compressibilidade ou uma areia argilosa.

Figura 90 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 4



Fonte: (COUTINHO, 2015)

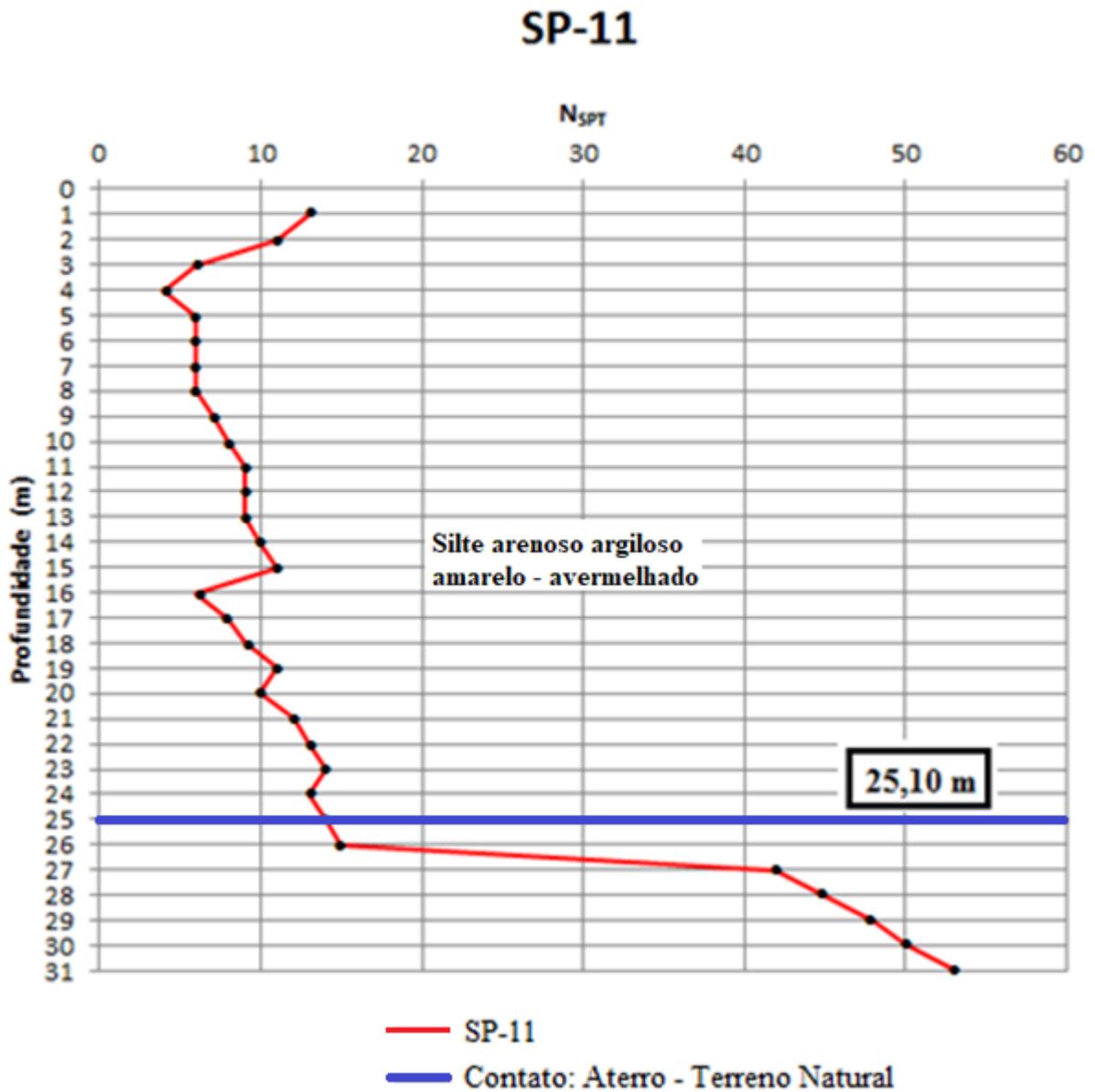
Figura 91 - Curva granulométrica típica do solo SC - Bloco 5



Fonte: (COUTINHO, 2015)

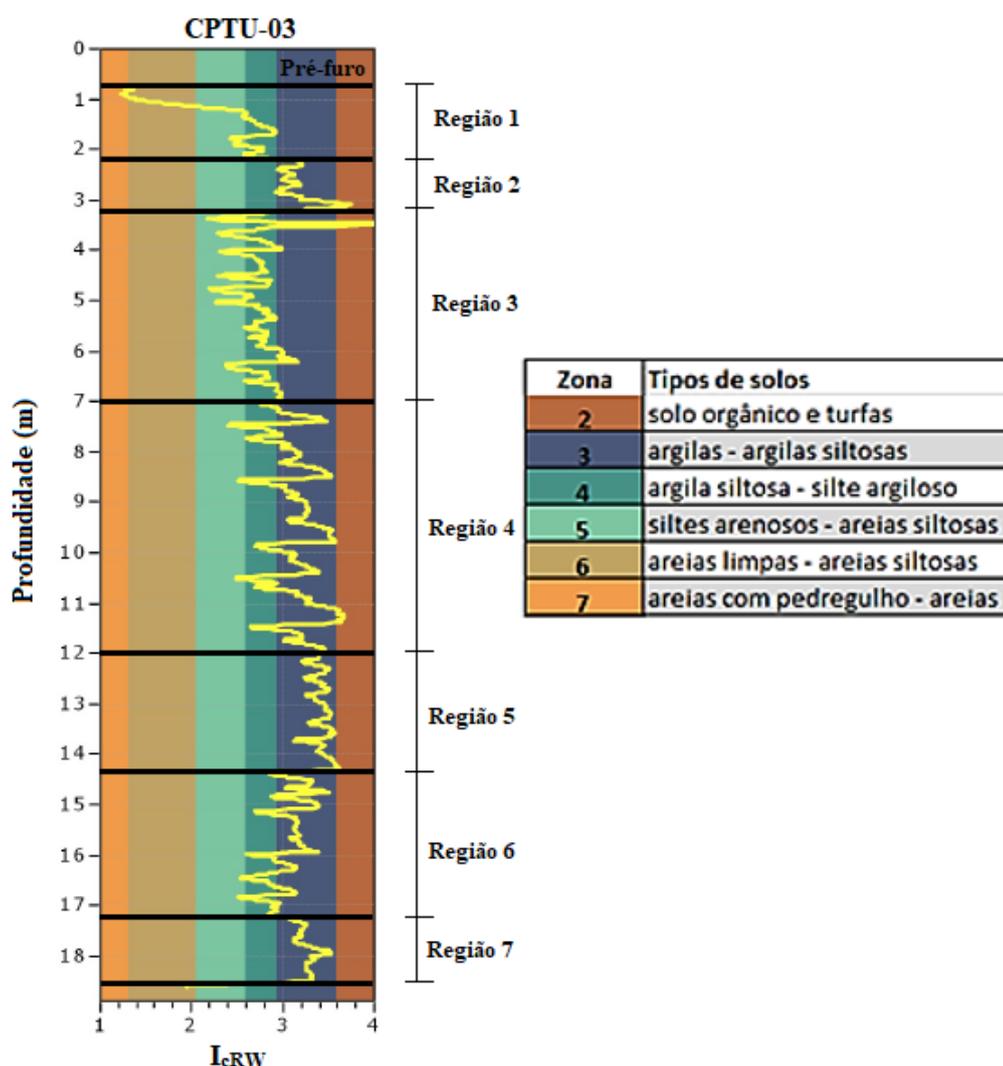
Para a sondagem (SP-11) o solo foi classificado como um silte arenoso argiloso amarelo - avermelhado com compacidade variável ao longo do perfil, conforme apresentado na Figura 92.

Figura 92 - Classificação do solo através da sondagem SP-11



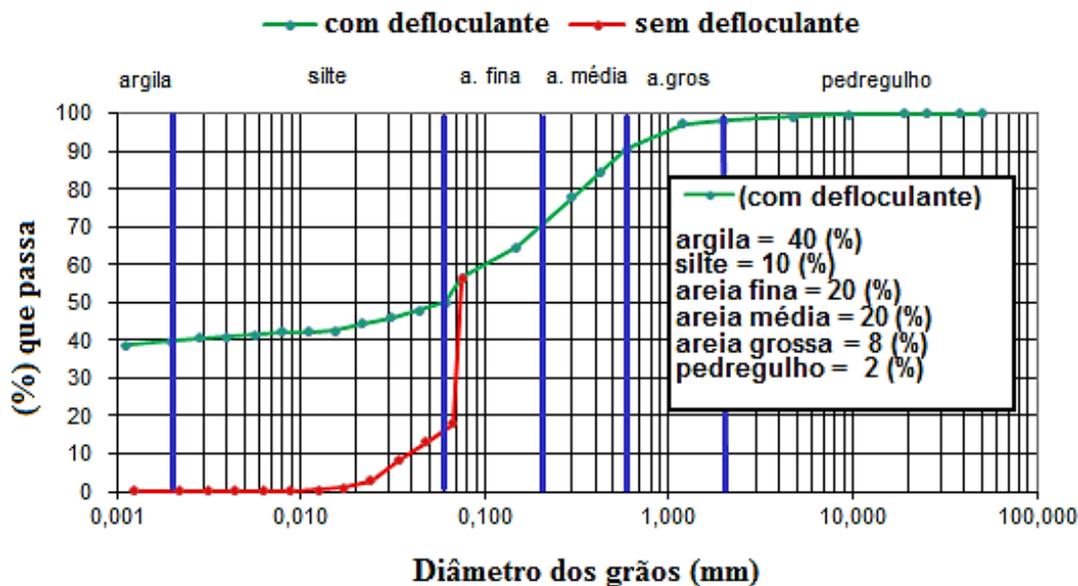
A partir do ensaio CPTU-03, foi possível classificar o comportamento do solo, como misturas de areias e siltes do início do ensaio aos 2,20 m de profundidade (região 1), representadas pelas zonas 4, 5 e 6; como argilas dos 2,20 m aos 3,20 m de profundidade (região 2), representadas pelas zonas 2 e 3; como misturas de siltes dos 3,20 m aos 7 m (região 3), representados pelas zonas 4 e 5, no entanto, vale ressaltar a presença de uma lente de material tipicamente argiloso dos 3,44 m aos 3,54 m, representada pelas zonas 2 e 3; como misturas de argilas dos 7 m aos 12 m (região 4), representadas pelas zonas 3 e 4; como argila dos 12 m aos 14,30 m (região 5), representada pela zona 3; como misturas de argilas dos 14,30 m aos 17,20 m (região 6), representadas pelas zonas 3 e 4; e por fim, como argila a argila siltosa dos 17,20 m aos 18,55 m (região 7), representada pela zona 3, conforme pode ser observado na Figura 93.

Figura 93 - Gráfico Profundidade x I_{cRW} para classificação dos solos a partir do ensaio CPTU-03



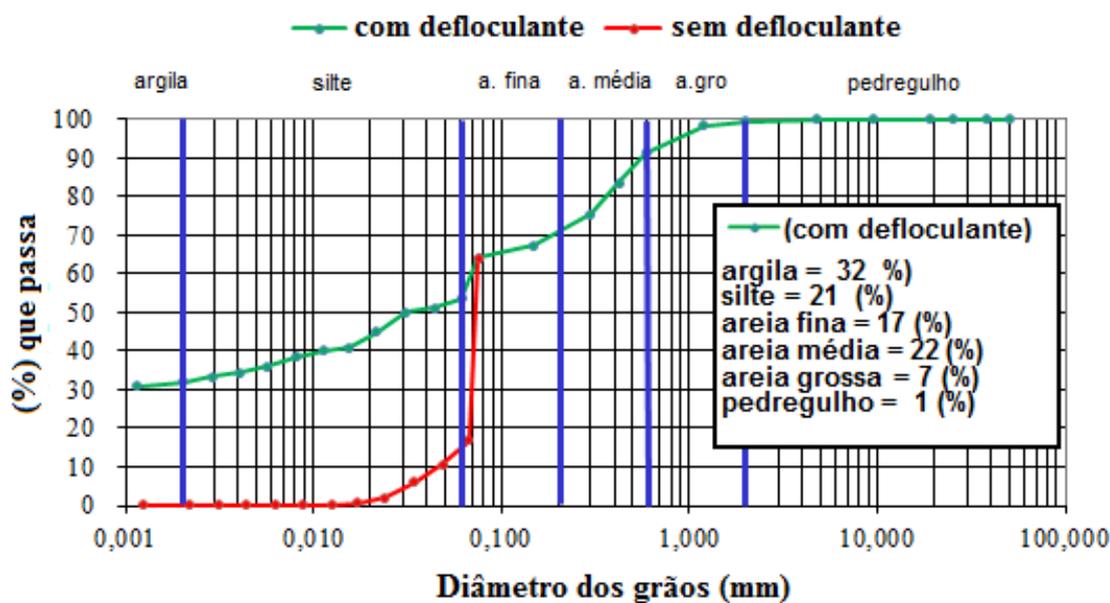
A análise granulométrica dos blocos 10 e 11 correspondentes ao ensaio CPTU-03 foi observada nas Figuras 94 e 95, onde o material foi classificado como uma argila de baixa compressibilidade para os dois blocos.

Figura 94 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 10



Fonte: (COUTINHO, 2015)

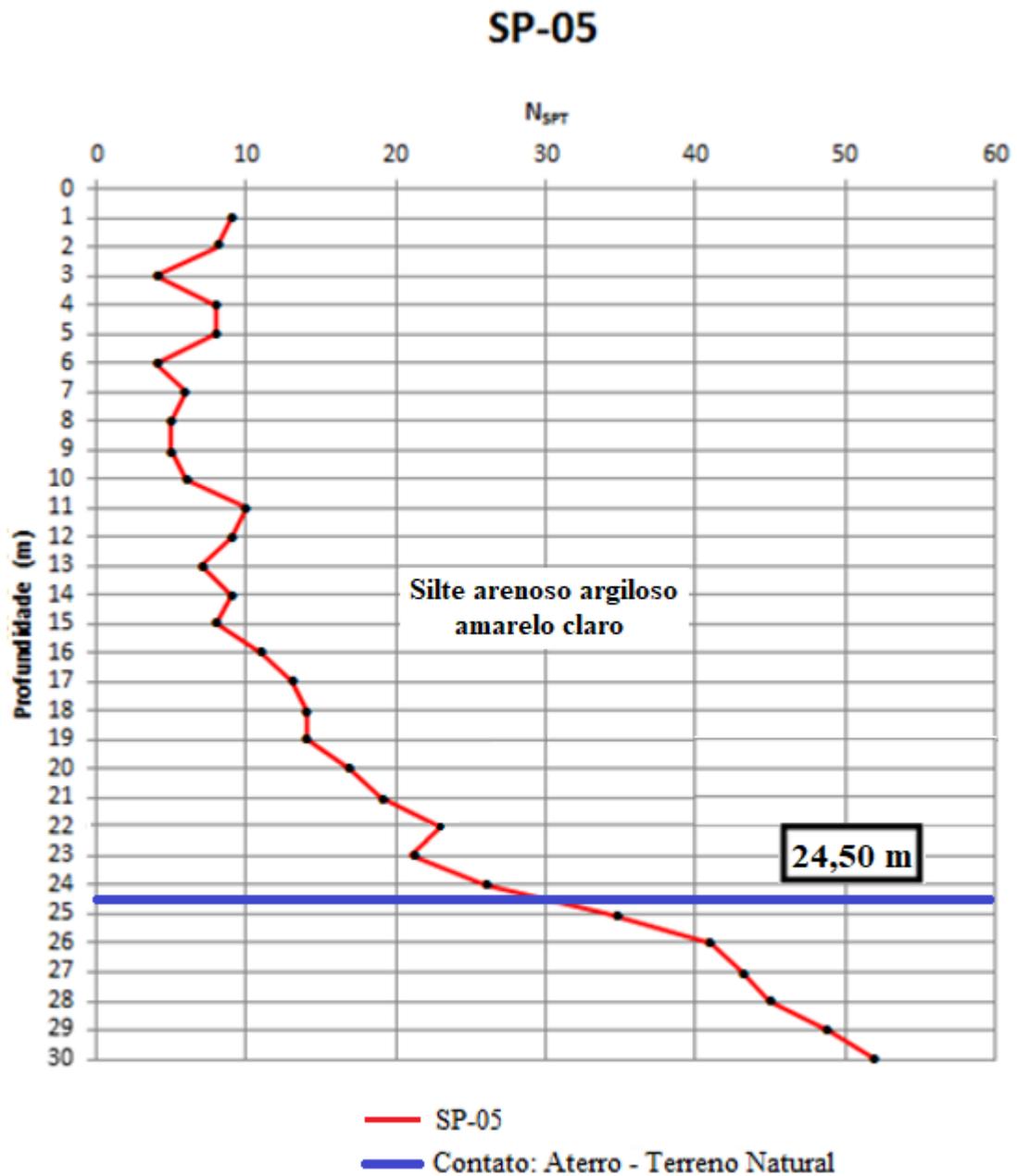
Figura 95 - Curva granulométrica típica do solo CL - Bloco 11



Fonte: (COUTINHO, 2015)

Para a sondagem (SP-05) o solo foi classificado como um silte arenoso argiloso amarelo claro com compactidade variável ao longo do perfil, conforme apresentado na Figura 96.

Figura 96 - Classificação do solo através da sondagem SP-05



É importante ressaltar que a classificação do material por meio de ensaios de piezocone é realizada de maneira indireta através dos padrões de comportamento geotécnico do solo. O reconhecimento dos solos baseado em exames tátil-visuais a partir de retiradas de amostras durante a execução de sondagens de simples reconhecimento teve a finalidade de apresentar perfis geotécnicos, tratando-se de um método direto de classificação do solo. No entanto, as análises granulométricas garantem uma maior precisão e confiabilidade à classificação do solo cujo procedimento se faz a partir da medição dos diâmetros das partículas que constituem o solo.

Em análise aos três métodos, foi possível concluir que o material empregado no aterro se tratou de um solo intermediário, variando de uma argila arenosa pouco plástica (CL) a uma areia argilosa (SC), apresentando padrões de comportamento que variam, predominantemente, de argilas a silte argiloso.

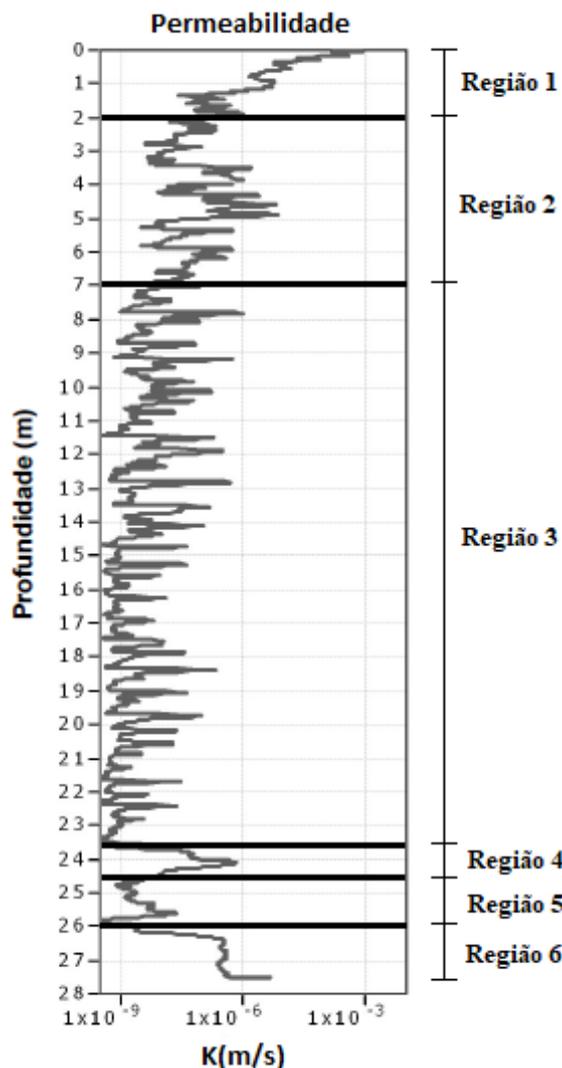
4.5.2 Comparação entre a estimativa de permeabilidade através do ensaio de piezocone e permeâmetro “Guelph”

As comparações apresentadas e discutidas neste item levaram em consideração o critério de aproximação entre os ensaios realizados.

Assim sendo, o ensaio CPTU-01 não pôde ser contemplado, pois não houve realização do ensaio “Guelph” nas proximidades do mesmo.

Os ensaios CPTU-02 e CPTU-03 tiveram seus parâmetros de permeabilidade do solo estimados e registrados, conforme observado nas Figuras 97 e 98. Posteriormente esses valores estimados foram comparados com os valores medidos de permeabilidade pelas verticais do ensaio “Guelph” G1 e G5, respectivamente, conforme Tabelas 49 e 50.

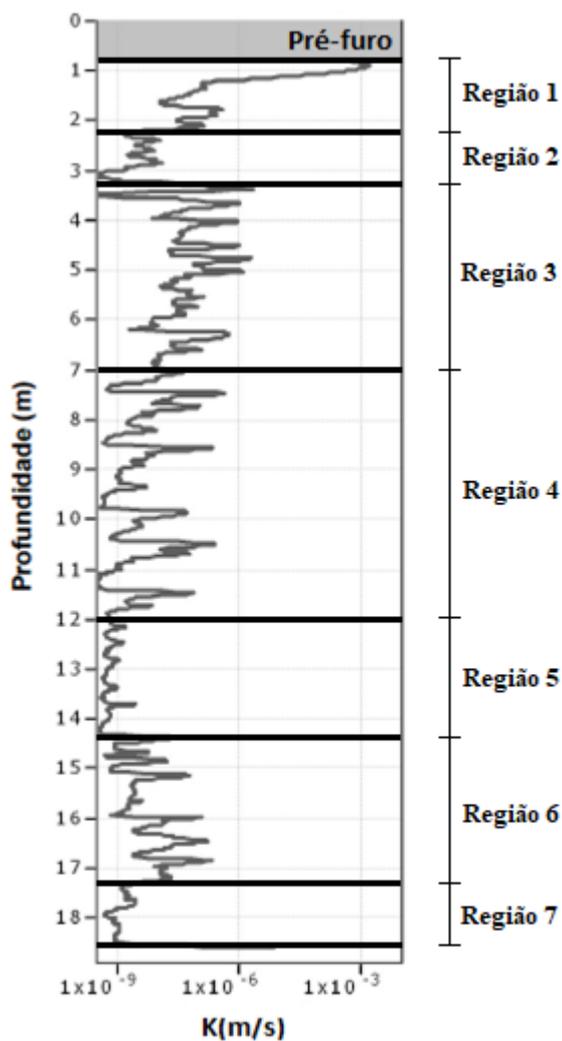
Figura 97 - Gráficos de permeabilidade do ensaio CPTU-02

Tabela 49 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final

G1 - Vertical 1 - Aterro				
Profundidade (m)	K_{fs} (m/s) x 10^{-8}	ϕ_m (m²/s) x 10^{-11}	W_{inicial}	W_{final}
1	4,25	5,90	14,08	27,01
2	2,61	3,63	19,11	30,10
3	1,70	2,36	14,02	22,77
4	1,73	2,41	12,12	26,01

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Figura 98 - Gráficos de permeabilidade do ensaio CPTU-03

Tabela 50 - Valores da permeabilidade (K_{fs}), potencial mátrico de fluxo do solo (ϕ_m), umidade inicial e final

G5 - Vertical 5 - Aterro				
Profundidade (m)	K_{fs} (m/s) x 10^{-8}	ϕ_m (m²/s) x 10^{-11}	W_{inicial}	W_{final}
1	2,28	3,17	13,13	27,46
2	2,61	3,63	12,16	22,91
3	2,09	2,90	13,26	24,34
4	3,11	4,31	12,81	22,30

Fonte: (COUTINHO, 2015)

Verificou-se que os resultados extraídos de estimativas pelo ensaio CPTU apresentaram um intervalo de valores de permeabilidade muito maior e conseqüentemente menos preciso do que os resultados apresentados por medição direta, através do permeâmetro “Guelph”.

A partir do ensaio CPTU-02, verificou-se várias faixas de permeabilidade, com valores que alternaram entre $8,52 \times 10^{-4}$ m/s a $2,63 \times 10^{-8}$ m/s da superfície aos 2 m de profundidade (região 1); dos 2 m aos 7 m (região 2), os valores variaram na faixa de $6,66 \times 10^{-6}$ m/s a $1,47 \times 10^{-9}$ m/s; dos 7 m aos 23,70 m (região 3), os valores alternaram entre $1,02 \times 10^{-6}$ m/s a $2,21 \times 10^{-10}$ m/s; dos 23,70 m aos 24,50 m (região 4), os valores variaram na faixa de $7,19 \times 10^{-7}$ m/s a $6,57 \times 10^{-9}$ m/s; dos 24,50 m aos 26 m (região 5), os valores alternaram entre $2,17 \times 10^{-8}$ m/s a $3,32 \times 10^{-10}$ m/s; por fim, dos 26 m até o final da vertical ensaiada (região 6), os valores alternaram entre $4,23 \times 10^{-6}$ m/s a $2,09 \times 10^{-9}$ m/s.

Através do ensaio CPTU-03, verificou-se valores de condutividade hidráulica semelhantes aos apresentados pelo ensaio CPTU-02, com os gráficos indicando várias faixas de permeabilidade ao longo da vertical ensaiada. A partir do início do ensaio até os 2,20 m de profundidade (região 1), foram registrados valores de permeabilidade que alternaram entre $1,58 \times 10^{-3}$ m/s a $4,24 \times 10^{-9}$ m/s; dos 2,20 m aos 3,20 m (região 2), os valores variaram na faixa de $1,27 \times 10^{-8}$ m/s a $2,26 \times 10^{-10}$ m/s; dos 3,20 m aos 7 m (região 3), os valores alternaram entre $2,19 \times 10^{-6}$ m/s a $2,00 \times 10^{-9}$ m/s, vale ressaltar que valores de permeabilidade menores que 10^{-9} m/s, na região 3, representam a presença de uma lente de material tipicamente argiloso dos 3,44 m aos 3,54m; dos 7 m aos 12 m (região 4) os valores variaram na faixa de $4,38 \times 10^{-7}$ m/s a $2,89 \times 10^{-10}$ m/s; dos 12 m aos 14,30 m (região 5) os valores alternaram entre $2,70 \times 10^{-9}$ m/s a $3,26 \times 10^{-10}$ m/s; dos 14,30 aos 17,20 m (região 6) os valores variaram na faixa de $2,03 \times 10^{-7}$ m/s a $4,18 \times 10^{-10}$ m/s; por fim, dos 17,20 m aos 18,55 m (região 7), os valores variaram na faixa de $1,92 \times 10^{-8}$ m/s a $4,54 \times 10^{-10}$ m/s.

Constatou-se através da comparação entre as estimativas dos ensaios CPTU-02 e CPTU-03 e as medições realizadas através dos ensaios G1 e G5, que o material ensaiado apresentou valores de permeabilidade relativamente baixos cuja classificação, de acordo com Pinto (2006), está atrelada a materiais siltosos, que possuem permeabilidade entre 10^{-6} a 10^{-9} m/s.

No entanto, durante a realização dos ensaios de piezocone, foi identificada a predominância do material em apresentar um comportamento geotécnico correspondente a solos com características argilosas, evidenciando assim, sua tendência em apresentar um comportamento não drenado.

4.5.3 Comparação entre os valores de resistência obtidos através do ensaio de piezocone e pelas sondagens de simples reconhecimento com medida de N_{SPT}

Para comparação dos valores de resistência (q_t versus N_{SPT}), foram utilizados, por critério de aproximação, os ensaios CPTU-01 e CPTU-01B correspondentes à sondagem SP-01, o ensaio CPTU-02 associado à sondagem SP-11 e o CPTU-03 correspondente à sondagem SP-05. Os resultados são apresentados nas Figuras 99, 100, 101 e 102, sendo analisados em seguida.

Figura 99 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-01 e SP-01

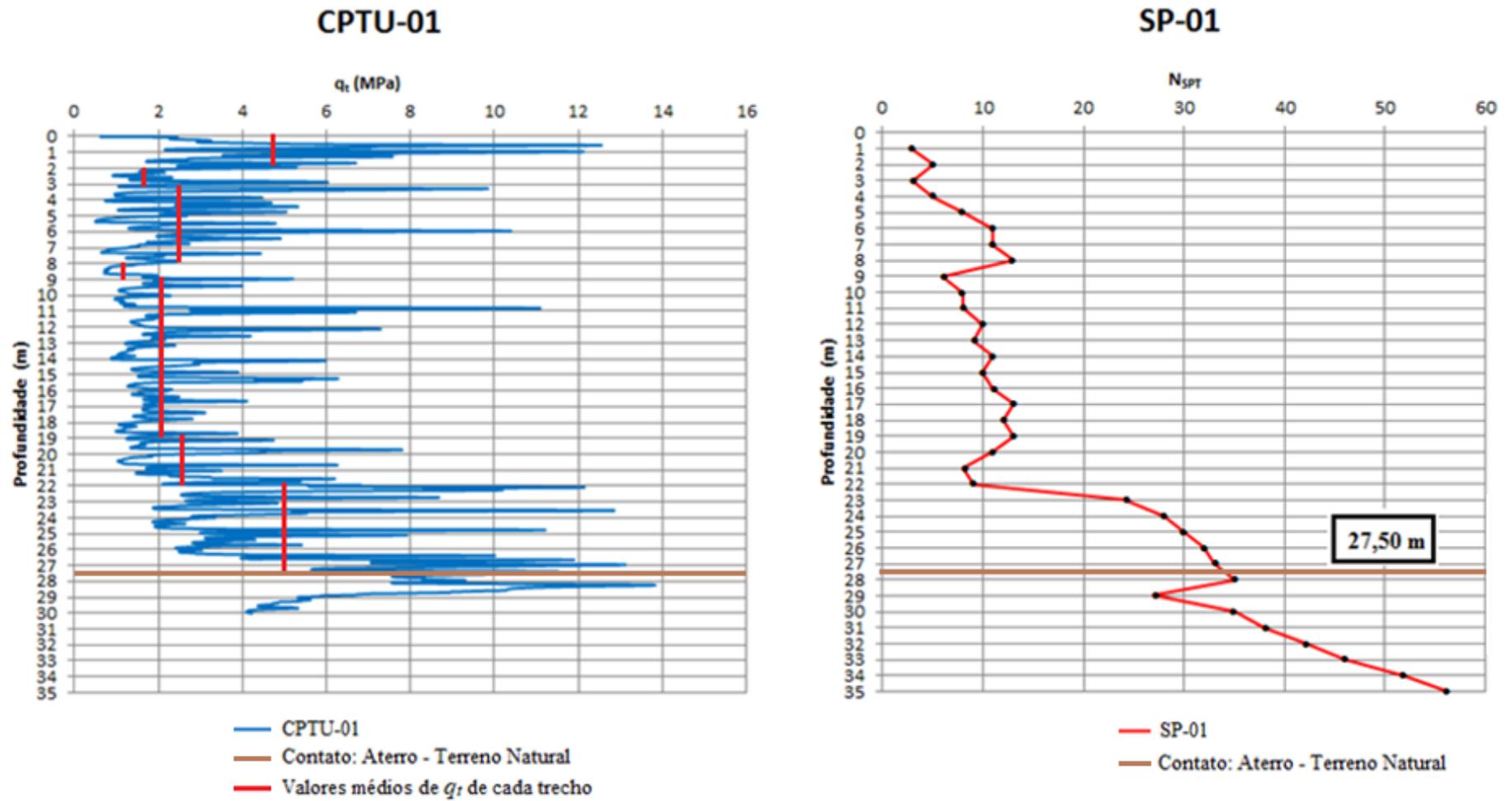


Figura 100 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-01B e SP-01

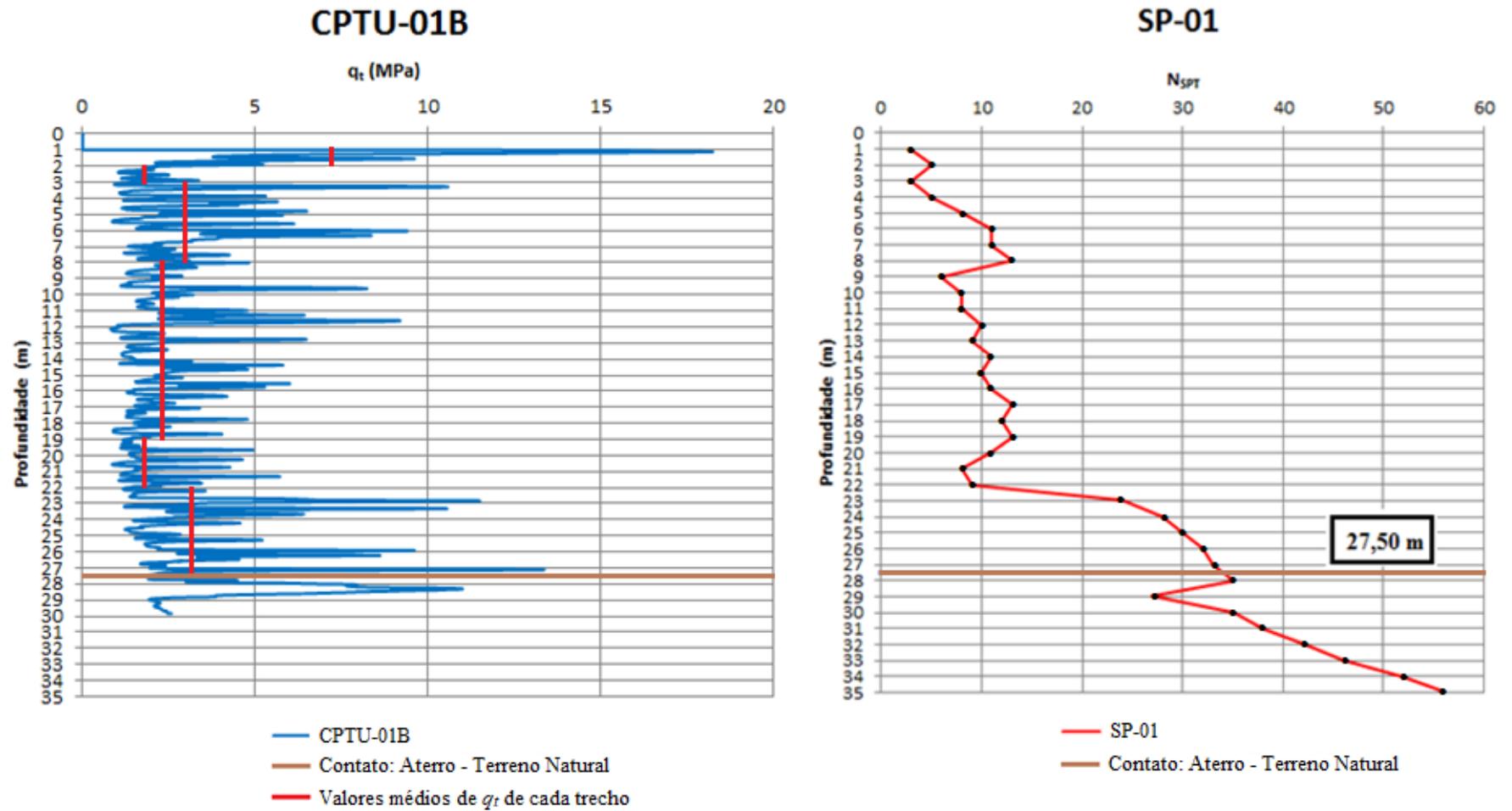


Figura 101 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-02 e SP-11

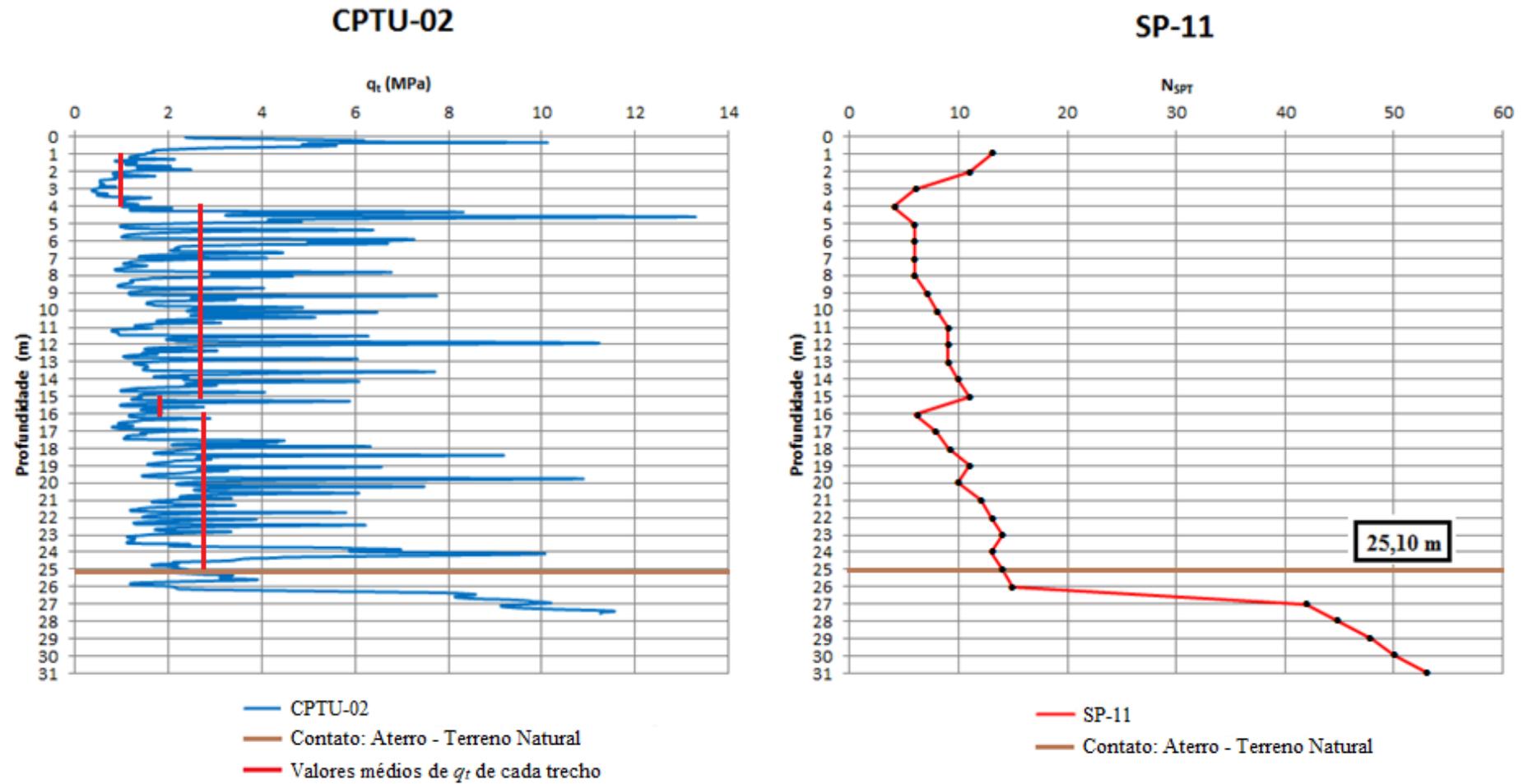
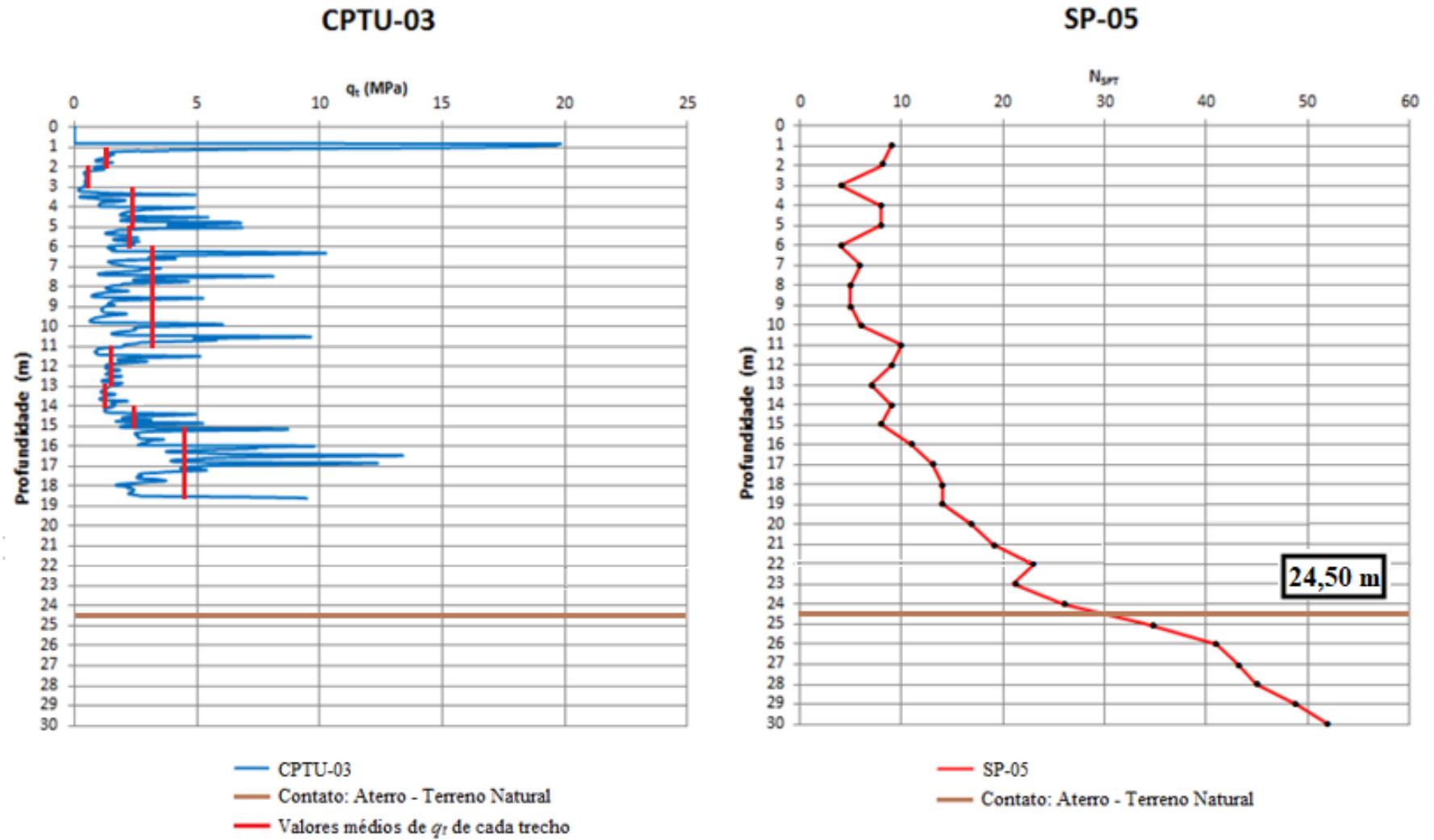


Figura 102 - Comparação dos valores de resistência entre os ensaios CPTU-03 e SP-05



Observou-se uma maior resistência à penetração e, conseqüentemente, uma maior compacidade do solo a partir do contato entre o aterro e o terreno natural. Embora os ensaios de piezocone apresentem outros trechos com pico de resistência significativo, devem ser levadas em consideração as leituras simultâneas do equipamento a cada centímetro de profundidade e a presença de solos intermediários na composição do aterro, que fazem com que os valores de (q_t) se alternem constantemente entre valores altos e baixos.

Contudo, podem ser verificadas concordâncias entre os dois ensaios a determinadas faixas de profundidade. Para os ensaios CPTU-01 e SP-01 apresentados na Figura 88, percebeu-se em ambos os ensaios que para o trecho de 0-2 metros, a resistência à penetração aumentou com valores de q_t médio na ordem de 4,70 MPa e o índice N_{SPT} variando de 3 para 5, em seguida, dos 2-3 metros, a resistência decresce com valores de q_t médio na ordem de 1,60 MPa e o índice N_{SPT} variando de 5 para 3. No trecho de 3-8 metros, a resistência à penetração voltou a aumentar com valores de q_t médio na ordem de 2,50 MPa e o índice N_{SPT} variando de 3 para 13. Na sequência do perfil foi observado um decréscimo de resistência dos 8-9 metros, com valores de q_t médio na ordem de 1,20 MPa e o índice N_{SPT} variando de 13 para 6. No trecho de 9-19 metros, a resistência voltou a aumentar com os valores de q_t médio na ordem de 2,10 MPa, enquanto que o índice N_{SPT} variou de 6 para 13. A seguir, no trecho de 19-22 metros, houve uma discordância entre os ensaios, enquanto que para o ensaio de piezocone a resistência continuava a aumentar com valores de q_t médio na ordem de 2,70 MPa, o ensaio SPT demonstrava um decréscimo na resistência à penetração com o índice N_{SPT} variando de 13 para 9. Por fim, no trecho de 22-27,50 metros, percebe-se um aumento significativo na resistência à penetração com valores de q_t médio na ordem de 5,0 MPa e o índice N_{SPT} variando de 9 para 33, devido à proximidade do contato entre o aterro e o terreno natural.

Para os ensaios CPTU-01B e SP-01 apresentados na Figura 89, verificou-se uma resistência à penetração aumentou no trecho de 1-2 metros, com valores de q_t médio na ordem de 7,10 MPa e o índice N_{SPT} variando de 3 para 5, em seguida, dos 2-3 metros, a resistência decresceu com valores de q_t médio na ordem de 1,80 MPa e o índice N_{SPT} variando de 5 para 3. No trecho de 3-8 metros, a resistência à penetração voltou a aumentar com valores de q_t médio na ordem de 3,0 MPa e o índice N_{SPT} variando de 3 para 13. Na sequência do perfil foi observado um decréscimo de resistência dos 8-9 metros, com valores de q_t médio na ordem de 2,30 MPa e o índice N_{SPT} variando de 13 para 6. No trecho de 9-19 metros, a resistência voltou a aumentar, entretanto, os valores de q_t oscilaram entre valores altos e baixos e continuaram na ordem de

2,30 MPa, enquanto que o índice N_{SPT} variou de 6 para 13. No trecho seguinte de 19-22 metros, a resistência voltou a decrescer com valores de q_t médio na ordem de 1,90 MPa e o índice N_{SPT} variando de 13 para 9. Por fim, no trecho de 22-27,50 metros, percebeu-se um aumento significativo na resistência à penetração com valores de q_t médio na ordem de 3,25 MPa e o índice N_{SPT} variando de 9 para 33, devido à proximidade do contato entre o aterro e o terreno natural.

Para os ensaios CPTU-02 e SP-11 apresentados na Figura 90, a resistência à penetração decresceu no trecho de 1-4 metros, com valores de q_t médio na ordem de 1,0 MPa e o índice N_{SPT} variando de 13 para 4, em seguida, dos 4-15 metros, a resistência aumentou com valores de q_t médio na ordem de 2,75 MPa e o índice N_{SPT} variando de 4 para 11. Na sequência do perfil foi observado um decréscimo de resistência dos 15-16 metros, com valores de q_t médio na ordem de 1,95 MPa e o índice N_{SPT} variando de 11 para 6. Por fim, no trecho de 16-25,10 metros, percebeu-se um aumento significativo na resistência à penetração com valores de q_t médio na ordem de 2,8 MPa e o índice N_{SPT} variando de 6 para 14, devido à proximidade do contato entre o aterro e o terreno natural.

Verificou-se que para os ensaios CPTU-03 e SP-05 apresentados na Figura 91, a resistência à penetração decresceu no trecho de 1-2 metros, com valores de q_t médio na ordem de 1,30 MPa e o índice N_{SPT} variando de 9 para 8, em seguida, dos 2-3 metros, a resistência continuou a diminuir com valores de q_t médio na ordem de 0,56 MPa e o índice N_{SPT} variando de 8 para 4. No trecho de 3-5 metros, a resistência aumentou com valores de q_t médio na ordem de 2,30 MPa e o índice N_{SPT} variando de 4 para 8. No trecho de 5-6 metros, a resistência à penetração voltou a diminuir com valores de q_t médio na ordem de 2,25 MPa e o índice N_{SPT} variando de 8 para 4. Na sequência do perfil foi observado um acréscimo de resistência dos 6-11 metros, com valores de q_t médio na ordem de 2,65 MPa e o índice N_{SPT} variando de 4 para 10. No trecho de 11-13 metros, a resistência voltou a diminuir com valores de q_t médio na ordem de 1,65 MPa e o índice N_{SPT} variando de 10 para 7. A seguir, no trecho de 13-14 metros, houve uma discordância entre os ensaios, enquanto que para o ensaio de piezocone a resistência continuou a diminuir com valores de q_t médio na ordem de 1,40 MPa, o ensaio SPT mostrava um aumento na resistência à penetração com o índice N_{SPT} variando de 7 para 9. Novamente, no trecho de 14-15 metros, houve discordância entre os ensaios, ao passo que o ensaio de piezocone registrou aumento na resistência com valores de q_t médio na ordem de 2,5 MPa, o ensaio SPT apresentou decréscimo na resistência com o índice N_{SPT} variando de 9 para 8. Por fim, no trecho de 15-

18,61 metros, percebeu-se um aumento significativo na resistência à penetração com valores de q_t médio na ordem de 4,4 MPa e o índice N_{SPT} variando de 8 para 14, nesse caso, a vertical ensaiada CPTU-03 foi finalizada antes da aproximação do contato entre o aterro e o terreno natural.

5 CONCLUSÕES

A partir da avaliação das condições de drenagem, concluiu-se que os solos quando carregados por ensaios de piezocone à velocidades de cravação de 2,0 cm/s e 3,0 cm/s apresentaram comportamento não drenado, o que possibilitou a adequada interpretação dos dados medidos nos ensaios para a estimativa de parâmetros constitutivos do solo na condição não drenada. Os ensaios à velocidade de 1,0 cm/s apesar de também apresentarem comportamento não drenado devem ser evitados por se encontrarem mais próximos a condição parcialmente drenada.

Constatou-se que praticamente não houve variabilidade temporal incidente na área estudada durante o intervalo de realização dos ensaios de piezocone. As medidas de precipitação acumuladas para os períodos de realização das diferentes campanhas de ensaios foram similares e, conseqüentemente, acredita-se que as condições de umidade e sucção também devem ter sido semelhantes para este período.

Em relação aos valores de N_{SPT} do material do aterro, foram observados vários trechos de sondagens com N_{SPT} menor que 10, mesmo em profundidades significativas, ou seja, valores baixos em relação ao que se espera de um aterro bem compactado. Constatou-se ainda, maior compacidade do solo a partir do contato entre o aterro e o terreno natural.

A partir da comparação entre a estimativa de permeabilidade através do ensaio de piezocone e a permeabilidade medida através do ensaio de campo do permeâmetro “Guelph”, verificou-se valores de permeabilidade relativamente baixos, que estão situados nos limites correspondentes a materiais siltosos (10^{-6} a 10^{-9} m/s). No entanto, os solos ensaiados apresentaram, em sua maioria, comportamento geotécnico correspondente a materiais com características argilosas, evidenciando assim, a tendência do solo em apresentar um comportamento não drenado.

A comparação entre a classificação do material por meio dos diferentes tipos de ensaios levou a conclusão de que se tratava de um solo com características intermediárias, entretanto, a identificação do material com base no comportamento do solo, por meio dos ensaios de piezocone, demonstrou que o aterro é composto, em sua maioria, de solos que variam entre argila a silte argiloso.

A partir das análises granulométricas típicas de alguns dos blocos ensaiados, foi constatado que o solo apresentado no aterro se configurou como uma argila de baixa compressibilidade/areia argilosa, entretanto, o material extraído do terreno natural/jazida foi classificado como areia siltosa. O fato de a granulometria possuir um alto teor de finos pode explicar a melhor acomodação das partículas, reduzindo o índice de vazios e, conseqüentemente, esclarecer o comportamento não drenado do solo, corroborando com a baixa permeabilidade do material.

Em relação aos valores de índice de plasticidade, os blocos coletados no aterro apresentaram um intervalo considerável quando comparado com o mesmo intervalo referente aos materiais extraídos do terreno natural/jazida. Dessa forma, concluiu-se certo grau de heterogeneidade entre os materiais utilizados no aterro, enquanto que para os materiais extraídos do terreno natural/jazida nota-se um grau de homogeneidade entre os materiais existentes.

Para a estimativa do parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), foram utilizados os ensaios à velocidade de 2,0 cm/s (CPTU-01, CPTU-02 e CPTU-03) e 3,0 cm/s (CPTU-01B). Obtiveram-se valores de S_u na faixa de 150 kPa, confirmando a presença de argila arenosa de baixa compressibilidade no corpo do aterro.

5.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Ampliar a variação de velocidade de cravação na realização de ensaios de piezocone, através de equipamentos que permitam essa hipótese, tendo em vista, uma melhor avaliação dos intervalos de transição das condições de drenagem. Os ensaios apresentados nesta dissertação foram realizados com velocidades de 1, 2 e 3 (cm/s) devido às limitações do equipamento.

Analisar o comportamento de solos compactados não saturados da Formação Barreiras, através do perfil de umidade e da curva de retenção de água do solo para avaliação da influência da sucção nas medidas de ensaios de piezocone.

Realizar maior número de ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão durante nova campanha de ensaios de piezocone, obtendo o parâmetro da velocidade adimensional a partir dos coeficientes de adensamentos medidos em campo.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA PERNAMBUCANA DE ÁGUAS E CLIMA. Pernambuco. Disponível em: < <http://www.apac.pe.gov.br/meteorologia/monitoramento-pluvio.php> >. Acesso em: 15 mar. 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502/95: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250/82, Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 1982.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181/84: Solo - análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459/84: Solo – determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180/84: Solo – determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604/86: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484/01: Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método do ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069/91: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método do ensaio**. São Paulo, 1991.
- BARENTSEN, P. **Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus**. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, v. 1, n. B/3, p. 6-10, 1936.
- BATTAGLIO, M.; BRUZZI, D.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R. **Interpretation of CPTs and CPTUs**. Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar, Singapore, p. 129-143, 1986.
- BEGEMANN, H. K. S. **The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile**. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, v. 1, p. 17-20, 1965.
- BEZERRA, R. L. **Desenvolvimento do piezocone COPPE de terceira geração e sua utilização em argilas moles**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 426 p., 1996.

BJERRUM, L. **Problems of soil mechanics and construction on soft clays.** Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v. 3, p. 111-159, 1973.

BOONSTRA, G. C. **Pile loading tests at Zwijndrecht, Holland.** Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, p. 185-194, 1936.

CHEN, B. S. Y. & MAYNE, P. W. **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays.** Canadian Geotechnical Journal, v. 33, n. 3, p. 488-498, 1996.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. R.; LIMA FILHO, M. F.; COELHO, F. A. A.; SANTOS, L. M. **Estudo da Erosão da Encosta do Horto de Dois Irmãos – PE.** 9º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia (CD-ROM). ABGE, novembro, São Paulo – SP, 1999.

COUTINHO, R. Q. **Relatório de investigação de campo e ensaios de laboratórios.** GEGEP, 233 p., 2015

COUTINHO, R. Q. & BELLO, M. I. M. C. V. **Geotechnical Characterization of Suape Soft Clays, Brazil.** Soils and Rocks, v. 37, p. 257-276, 2014.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA, G. JR. (Org.); MACHADO, S. L. (Org.); MASCARENHA, M. M. A. (Org.); SILVA FILHO, F. C. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico.** 1. ed. São Paulo: ABMS, v. 1, 804 p., 2015.

DAMASCO PENNA. **Relatório de investigação de campo - resultados dos ensaios de piezocone.** 2016.

DEJONG, J.T. & RANDOLPH, M.F. “**Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements.**” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 138 (7), p. 777-788, 2012.

DEJONG, J.T.; JAEGER, R.A.; BOULANGER, R.W.; RANDOLPH, M.F.; WAHL, D.A.J. **Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils.** In Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4. Edited by Coutinho and Mayne. Taylor and Francis, London, v. 1, p. 25-42, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS. **DNER-ME 093/94: Determinação da densidade real.** Rio de Janeiro, 1994.

DIENSTMANN, G.; SCHNAID, F.; MAGHOUS, S.; DEJONG, J.T. **Piezocone penetration rate effects in transient gold tailings.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2017.

DUNCAN, J. M. & BUCHIGNANI, A. L. **An engineering manual for settlement studies.** Berkeley: Department of Civil Engineering, University of California, 1975.

FAGUNDES, L. S. & RODRIGUES, R. A. **Shear strength of a natural and compacted tropical soil.** Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 20, p. 47-58, 2015.

FERNANDES, J. B.; SAAB, A. L.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H.L. **Resistência de um perfil de solo tropical não saturado.** Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Minas Gerais, 2016.

FINNIE, I. M. S. & RANDOLPH, M. F. **Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments.** Proc. 7th International Conference on Behavior of Offshore Structures, Massachusetts, USA, v. 1, p. 217-230, 1994.

FREDLUND, D. G. & XING, A. **“Equations for the soil-water characteristic curve”.** In: Canadian Geotechnical Journal, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils.** John Wiley & Sons, New York, 517p., 1993.

GITIRANA, JR., G.F.N. & FREDLUND, D.G. **Soil-water characteristic curve equation with independent parameters.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130(2), p. 209-212, 2004.

GOUDA GEO-EQUIPMENT B.V. Holanda. Disponível em: < <https://www.gouda-geo.com/products/5,search/25,search/73,history-of-cone-penetration-testing-cpt> >. Acesso em: 20 jan. 2016.

HOULSBY, G. T. & TEH, C.I. **Analysis of the Piezocone in Clay.** Proc. of the 2nd Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, v. 2, p. 777-783, 1988.

JAKY, J. **The coefficient of Earth pressure at rest.** Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, p. 355-358, 1944.

JAMIOLKOWSKI M.; LADD, C.C.; GERMAINE, J.T.; LANCELLOTTA, R. **New developments of field and laboratory testing of soils.** XI ICSMFE, San Francisco, v. 1, p. 57-153, 1985.

JEFFERIES, M. G. & DAVIES, M. P. **Use of CPTU to estimate equivalent SPT N_{60} .** Geotechnical Testing Journal, p. 458-468, 1993.

KIM, K.; PREZZI, M.; SALGADO, R. **Interpretation of Cone Penetration tests in Cohesive Soils.** Report FHWA/IN/JTRP-2006/22. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 182 p., 2006.

KLAHOLD, P. **Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 99 p., 2013.

KULHAWY, F. H. & MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, 1990.

LAFAYETTE, K. P. V. **Estudo Geológico-Geotécnico do Processo Erosivo em Encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho/PE.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife, 358 p., 2006.

LEROUEIL, S. & HIGHT, D.W. **Characterization of soils for engineering. Characterization and engineering properties of natural soils.** T.S.Tan; K.K.Phon; D.W.Hight; S.Loroueil (eds.), Singapore, v. 1, p. 255-236, 2003.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. **Cone penetration testing in geotechnical practice.** Blackie Academic and Professional, Melbourne, Australia, 312 p., 1997.

MASOOD, T. & MITCHELL, J. K. **“Estimation of in situ lateral stresses in soils by cone penetration test”**, Journal of Geotechnical Engineering, v. 119, n. 10, p. 1624-1639, 1993.

MAYNE, P.W. & KULHAWY, F. H. **K_0 – OCR relationships in soil.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 108, n. 6, p. 851-872, 1982.

MAYNE, P. W. **Cone penetration testing: A synthesis of highway practice.** Project 20-5. Transportation Research Board, Washington, D.C. NCHRP synthesis 368, 118 p., 2007.

MESRI G. & HAYAT T.M. **The coefficient of earth pressure at rest.** Canadian Geotechnical Journal 30(4): p. 647-666, 1993.

MESRI, G. **Discussion on “new design procedure for stability of soft clays”**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 101, p. 409-412, 1975.

RANDOLPH, M. F. & HOPE, S. **Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures.** Proc. International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka, Japan, p.147-152, 2004.

ROBERTSON, P. K. & CAMPANELLA, R.G. **Interpretation of cone penetration tests.** Canadian Geotechnical Journal, v. 20, n. 4, p.734-745, 1983.

ROBERTSON, P.K. **Soil classification using the cone penetration test.** Canadian Geotechnical Journal, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P.K. & WRIDE, C.V. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v. 35, n. 3, p. 442-459, 1998.

ROBERTSON, P.K. **Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the CPT.** International conference on site characterization. Porto, v. 1, p. 233-249, 2004.

ROBERTSON, P.K. **Interpretation of cone penetration tests - a unified approach.** Canadian Geotechnical Journal, 46, p. 1337–1355, 2009.

ROBERTSON, P.K. **Soil behavior type from the CPT: an update.** 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT’10, Huntington Beach, CA, USA, v. 2, p. 575-583, 2010.

ROBERTSON, P.K. **The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests—some insights.** Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC 4, Brazil, p. 3-24, 2012.

ROBERTSON, P.K. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.** Gregg Drilling & Testing Inc. 6^a ed., 133 p., 2014.

ROCHA, B. P.; SANTOS, R. A.; BEZERRA, R. C.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. **Characterization of unsaturated tropical soil site by in situ tests.** In: 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Golden Coast. ISC'5, p. 1-8, 2016.

SANTOS, R. A.; ROCHA, B. P.; GARCIA, G. F. N.; GIACHETI, H. L. **Unified approach on the interpretation of piezocone test data in a tropical soil site.** In: 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires, p. 1-8, 2015.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: the main tests.** 1^a ed., Oxon: Taylor & Francis, v. 1, 329 p., 2009.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2^a ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SOILMOISTURE. **Guelph Permeameter 2800.** Operating Instructions. Soilmoisture Equipment Corp. Santa Bárbara, USA, 1991.

SUZUKI, Y. & LEHANE, B. M. **“Field observations of CPT penetration rate effects in Burswood clay.”** Proc., 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada, 2014.

PINTO, C de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3^a ed., São Paulo: Oficina de Texto, 2006.

VAN GENUCHTEN, M.T. **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil.** Soil Science Society of America Journal, 44(5), p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUF AHL, D. E. **The Relationship Between the Soil - Water Characteristic Curve and the Unsaturated Shear Strength of a Compacted Glacial Till.** Geotechnical Testing Journal, 19(3), p. 259-268, 1996.

WATABE, Y.; TANAKA, M.; TAKEMURA, J. **Evaluation of in situ K₀ for Ariake, Bangkok and Hai-Phong clays.** Proceedings of the 2nd International Conference on Site Characterization, Porto, p.167-175, 2004.