

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

FERNANDA RAPHAELA GOMES DE OLIVEIRA

**OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E COEFICIENTE DE
ADENSAMENTO HORIZONTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CPTU E PALHETA**

Alegrete - RS

2015

FERNANDA RAPHAELA GOMES DE OLIVEIRA

**OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E COEFICIENTE DE
ADENSAMENTO HORIZONTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CPTU E PALHETA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Eng. Rodrigo André
Klamt

Alegrete - RS

2015

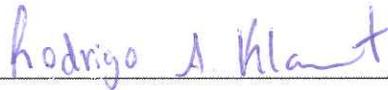
FERNANDA RAPHAELA GOMES DE OLIVEIRA

**OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E COEFICIENTE DE
ADENSAMENTO HORIZONTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CPTU E PALHETA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de (Engenharia
Civil) da Universidade Federal do Pampa,
como requisito parcial para obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido em: 03/12/2015

Banca examinadora:



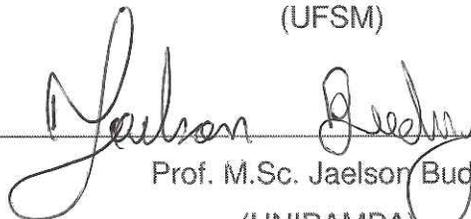
Prof. M.Eng. Rodrigo André Klamt

Orientador
(UNIPAMPA)



Prof. M.Sc. Magnos Baroni

(UFSM)



Prof. M.Sc. Jaelson Budny

(UNIPAMPA)

Dedico este trabalho aos meus pais e as pessoas que direta e indiretamente contribuíram com a minha formação e amadurecimento científico e espiritual. “Aos amigos, são tão necessários que se fazem presentes. São tão importantes que não se esquecem. Tão presentes que participam. Tão felizes que fazem a festa.”

AGRADECIMENTOS

Ao cara lá de cima, minha luz e meu refúgio de orações. Agradeço a Deus, pois sei que estou onde estou e terminando este curso com sucesso graças as suas ações. Sempre acreditei que tudo que acontece na vida tem um porque, mesmo que demore tudo se explica. Obrigada, por sempre iluminar os meus caminhos e me mostrar os “porquês” da vida.

Aos meus pais e irmão, Cleidmar Gomes, Neilon Oliveira e Breno R. G. de Oliveira, pelos ensinamentos durante todas as situações da minha vida. Por terem me dado força em cada momento difícil da faculdade, por terem vibrado comigo nas conquistas. Sei que vocês, assim como eu, sofreram com a distância, mas com certeza foi essa mesma distância que me transformou em quem sou hoje. Obrigada por nunca faltarem com palavras, carinho e incentivos. Por me ensinarem da forma mais singela como ser uma pessoa humana, humilde e honesta. Vocês são, com toda a certeza, com quem eu mais me importo e quem eu mais amo, e sempre vou amar. Obrigada!

Ao meu Professor e Orientador inicial, Magno Baroni, por ter sido quem me transmitiu todo o conhecimento da área de solos e quem me fez gostar desta área, a área pela qual me identifiquei e me apaixonei no curso. Agradeço por não ter me abandonado quando se transferiu de faculdade, por ter continuado com sua dedicação independente da distância. Por ter sanado todas as dúvidas, por nunca negar disponibilidade para me atender quando necessário. Pela competência como orientador. Pelos erros corrigidos. Pela forma amigável que sempre tratou todos os seus alunos e principalmente a mim. Sei que será sempre lembrado por todos que tiveram o prazer de serem seus alunos. Obrigada por me incentivar a estudar um pouco mais sobre esta área, sei que será de grande benefício para o meu futuro como Engenheira Civil. A você, professor, eu desejo muito sucesso na sua carreira, que Deus ilumine sempre os seus caminhos e te faça cada vez melhor como profissional.

A minha segunda família, aos que me acolheram como se eu fosse deles, aos que nunca me negaram um sorriso, que sempre me apoiaram em todas as situações, aos que tem um lugar especial na minha história, criação e no meu coração, aos que fizeram de tudo que podiam, e as vezes até o que não podiam para o meu conforto e bem-estar. Meus agradecimentos são sem tamanho pela preocupação que tiveram

comigo. A vocês: Albertina e Sebastião Queiroz, e seus filhos, o meu muito obrigada! Alegrete, para mim, não teria sentido sem vocês!

A minha terceira família, Pedro Cupelli e Nizar Abuali, vocês tiveram uma grande importância nesses últimos anos de graduação. Com certeza meus dias ficaram mais alegres. Obrigada, por serem meus companheiros sempre e principalmente por todas as incomodações diárias. Um agradecimento especial ao Pedro Cupelli, pelos carinhos, incentivos, conselhos que sempre me deixam confiantes para seguir no futuro que me espera, obrigada por acreditar em mim, e me fazer uma pessoa melhor.

Aos meus amigos de faculdade, por terem me ajudado durante toda essa trajetória, sem vocês seria impossível essa realização. Obrigada pelas risadas, conselhos, choros, bebedeiras, noitadas de estudos, mates, cafés... Sei que com vocês eu posso contar sempre, amigos companheiros e leais a quem tenho sinceros agradecimentos. Aos amigos que já são engenheiros, deixo aqui a minha admiração e peço a permissão para entrar nesse time.

À banca avaliadora, que tive o grande prazer de conhecer durante a graduação e também de dividir a minha pesquisa. Obrigada Rodrigo André Klamt por ter aceitado ser meu orientador do TCC 2, por ter tido o cuidado de corrigir todos os detalhes que achasse necessário, pela dedicação e atenção.

Agradeço também a todos os demais mestres e doutores desta instituição (UNIPAMPA), aos quais sempre serei grata pelo conhecimento transmitido.

E principalmente agradeço por ter crescido junto com a UNIPAMPA, uma instituição, que mesmo com seus poucos anos, consegue dar todo o apoio que o aluno precisa para se tornar um profissional de sucesso.

*“Cada sonho que você deixa para trás é um
pedaço do seu futuro que deixa de existir!”*

Steve Jobs

Resumo do Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à UNIPAMPA como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CPTU E PALHETA

Fernanda R. G. de Oliveira

Dezembro/2015

Orientador: Prof. M.Eng. Rodrigo André Klamt

Programa: Engenharia Civil

Estuda-se neste trabalho a aplicação do método apresentado por *Mantaras et al.*, (2014) para o cálculo da resistência ao cisalhamento não drenado (S_u), com a intenção de comparar os valores encontrados através desta correlação geotécnica com valores oriundos de ensaios de palheta realizados nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, RJ. Em paralelo, são apresentados dos valores do coeficiente de adensamento horizontal, estimados com base no método proposto por Teh e Houlsby (1991). Para ambas as correlações foram utilizados os resultados das curvas de dissipação do excesso de poropressão do ensaio de CPTU. Foram estudados 18 diferentes depósitos de argila mole, onde realizou-se os ensaios de Palheta e CPTU. A análise dos resultados mostrou a existência de uma boa correlação entre os valores de S_u obtidos com o método proposto por *Mantaras et al.* (2014) e os valores de S_u obtidos com o ensaio de palheta, podendo esta correlação ser recomendada para utilização em pré-projetos geotécnicos. Já os valores de C_h apresentaram valores típicos de argilas moles. Por fim, o trabalho apresenta uma colaboração ao entendimento da importância da aplicação de correlações geotécnicas para um conhecimento prévio do comportamento geotécnico dos solos.

Palavras-chave: Solo argiloso, resistência ao cisalhamento não drenado, coeficiente de adensamento horizontal, correlações geotécnicas, CPTU, palheta.

Abstract of the final paper submitted to UNIPAMPA as part of the requirements for obtaining the title of Bachelor's Degree in Civil Engineering.

OBTAINING UNDRAINED SHEAR STRENGTH AND HORIZONTAL COEFFICIENT OF CONSOLIDATION THROUGH CPTU TESTS AND VANE TEST

Oliveira, R. G. Fernanda

December / 2015

Advisor: Prof. M.Eng. Rodrigo André Klamt

Program: Civil Engineering

The study in this paper is about the application of the method presented by Mantaras et al., (2014) for calculating the resistance undrained shear (S_u) with the intention of comparing the values found through this geotechnical correlation values derived from vane tests made in the neighborhoods of Barra da Tijuca and Recreio, RJ. In parallel, they present the values of horizontal coefficient of consolidation, estimated based on the method proposed by Teh and Houlsby (1991). For both correlations were used the results of dissipation of excess pore-water pressure curves of CPTU tests. Eighteen different kind of deposits of soft clay were studied, where were made the Vane and CPTU tests. The results showed that there was a good correlation between the S_u values obtained with the method proposed by Mantaras et al. (2014) and S_u values obtained with the Vane test, this correlation can be recommended for use in pre-geotechnical projects. However C_h values showed typical values of soft clay. Finally, the paper presents a collaboration to understand the importance of applying geotechnical correlations for prior knowledge of the geotechnical behavior of soils.

Keywords: clay soil undrained shear Strength and horizontal coefficient of consolidation , geotechnical correlations, CPTU test, Vane test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais componentes do Piezocone	33
Figura 2 - Sistema de cravação do cone	34
Figura 3 - Detalhes da seção cruciforme em um equipamento de palheta com sapata de proteção	36
Figura 4 - Localização da área em estudo	46
Figura 5 – Estapas de estudos	48
Figura 6 - Curva de dissipação típica	50
Figura 7 - Ponteiros do cone.....	52
Figura 8 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito de CM – I (DP_01, DP_02, DP_03), Rio de Janeiro.....	58
Figura 9 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito de CM – II (DP_01, DP_02, DS_01), Rio de Janeiro.....	60
Figura 10 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito Gleba (CPTU_01, CPTU_02, DS_01), Rio de Janeiro.....	62
Figura 11 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da CBF (CPTU_12 e CPTU_24), Rio de Janeiro.	63
Figura 12 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Cidade do Rock (CPTU_28 e CPTU_40), Rio de Janeiro.	65
Figura 13 - – (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da JOÃO FORTES (CPTU_62 e CPTU_80), Rio de Janeiro.	66
Figura 14 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Rio Massa (CPTU_14 e CPTU_16), Rio de Janeiro.....	68
Figura 15 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Vila Olímpica (CPTU_12 e CPTU_24), Rio de Janeiro.....	70

Figura 16 – (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Recreio (Vertical 1, 2 e 3), Rio de Janeiro.....	72
Figura 17 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Panela (DP_05, DP_13, DP_18, DP_21, DP_29, DP_33, DP_35, DP_41, DP_47), Rio de Janeiro.....	74
Figura 18 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da PAN (PZ_1, PZ_3), Rio de Janeiro.....	76
Figura 19 – (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Outeiro (DPP_01), Rio de Janeiro.	77
Figura 20 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Barra-Bangu (CPTu_132, CPTu_136), Rio de Janeiro.....	79
Figura 21 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Gleba F-fg (DPT_17, DPT_20), Rio de Janeiro.	80
Figura 22 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Obra 3(DPP_11, DP P_12, DPP_16), Rio de Janeiro.....	82
Figura 23 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da CM-fg (DPP SV_44, DPP SV_87), Rio de Janeiro.....	83
Figura 24 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da M. Praia (DPP 02), Rio de Janeiro.....	85
Figura 25 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Freedom (DPP P_03, DPP P_04, DPP SP_13, DPP P_17), Rio de Janeiro.	86
Figura 26 - Valores médio de adensamento horizontal (Ch), obtidos através de cálculos.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de solos devido ao NSPT	25
Tabela 2 - Classificação dos solos	25
Tabela 3 - Fator de tempo T^* em função da porcentagem de dissipação da poropressão (U)	52
Tabela 4 - Valores médios de Ch para cada Ilha de investigação analisada	87

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles	30
Quadro 2 - Características gerais dos ensaios de laboratório e de campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações.....	31
Quadro 3 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CM 1	97
Quadro 4 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CM 1	97
Quadro 5 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CM 2	98
Quadro 6 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CM 2	98
Quadro 7 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para GLEBA	99
Quadro 8 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para GLEBA.....	100
Quadro 9 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CBF	101
Quadro 10 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para GLEBA.....	101
Quadro 11 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CIDADE DO ROCK.. Erro! Indicador não definido.	
Quadro 12 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CIDADE DO ROCK	102
Quadro 13 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para JOÃO FORTES.....	103
Quadro 14 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para JOÃO FORTES.....	103
Quadro 15 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para RIO MASSA.....	104

Quadro 16 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para RIO MASSA.....	104
Quadro 17 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para VILA OLÍMPICA.....	105
Quadro 18 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para VILA OLÍMPICA	105
Quadro 19 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para RECREIO.....	106
Quadro 20 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para RECREIO.....	107
Quadro 21 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para PANELA	108
Quadro 22 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para PANELA	109
Quadro 23 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para PAN.....	110
Quadro 24 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para PAN	110
Quadro 25 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para OUTEIRO.....	111
Quadro 26 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para BARRA-BANGU	111
Quadro 27 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para GLEBA F-fg	112
Quadro 28 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para OBRA 03.....	112
Quadro 29 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CM - fg.....	113
Quadro 30 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CM – fg.....	113
Quadro 31 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para M. PRAIA	114
Quadro 32 - Valores de Su calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e Ch pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para FREEDOM.....	114

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Letras Latinas

- C_h - Coeficientes de adensamento Horizontal (cm^2/s)
- CPT – Cone Penetration Test (Ensaio de Piezocone)
- CPT_u - Cone Penetration Test (Ensaio de Piezocone com medida de poropressão)
- C_v - Coeficientes de adensamento Vertical (cm^2/s)
- D – Diâmetro da palheta (mm)
- D – Diâmetro (m)
- DMT – Ensaio Dilatométrico
- E - Módulo de Young / Módulo de Elasticidade (kN/m^2)
- E_{oed} - Módulo Oedométrico (kPa)
- f_s - Atrito Lateral do piezocone
- G - Módulo Cisalhante
- I_p - Índice de Plasticidade (%)
- I_r - Índice de Rigidez (%)
- Nkt - Fator de capacidade de carga (adimensional)
- NSPT – Índice de Resistência à Penetração
- OCR - Razão de Sobre-adensamento (adimensional)
- q_c - Resistência de Ponta do piezocone (Mpa)
- q_t - Resistência de Ponta do piezocone corrigida (Mpa)
- S_t - sensibilidade de argilas (adimensional)
- S_u - Resistência não-drenada (kN/m^2)
- S_{ua} - Resistência Não-drenada amolgada (kN/m^2)
- t - tempo de estabilização de dissipação da poropressão (s)
- T - Máximo valor de Torque (kNm)
- t_{100} - tempo referente a 100% das dissipações das poropressões (s)
- t_{50} - tempo referente a 50% das dissipações das poropressões (s)
- u - Poropressão (kN/m^2)
- u_i - Poropressão no início da dissipação (kN/m^2)
- u_1 - Elemento poroso na face do cone
- u_2 - Elemento poroso na base do cone

u_3 - Elemento poroso no topo do cone

UNIPAMPA – Universidade Federal do Pampa

Letras Gregas

μ - Fator de correção de Bjerrum

α - Coeficiente de adensamento secundário (adimensional)

φ - ângulo de atrito (°)

u - Coeficiente de Poisson (adimensional)

$\sigma_{vm'}$ - Pressão de Pré-adensamento (kN/m²)

σ_v - Tensão vertical (kN/m²)

σ_{v0} - Tensão Total Vertical inicial in situ (kN/m²)

σ'_{v0} - Tensão Efetiva Vertical inicial (kN/m²)

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	5
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE TABELAS	12
LISTA DE QUADROS	13
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	15
1. INTRODUÇÃO	19
1.1. Justificativa.....	20
1.2. Objetivos Gerais.....	21
1.3. Objetivos Específicos.....	21
1.4. Organização do trabalho.....	21
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1. Caracterização do Solo.....	24
2.1.1. Granulometria.....	25
2.2. Origem do Solo.....	26
2.3. Projetos Geotécnicos.....	27
2.4. Correlações Geotécnicos.....	28
2.5. Ensaio de Campo e Ensaio de Laboratório - Solos Moles.....	29
2.5.1. Ensaio de Campo.....	32
2.5.1.1. Ensaio de Cone.....	32
2.5.1.2. Ensaio de Palheta.....	35
2.5.1.3. Ensaio Dilatométrico (DMT).....	37
2.5.1.4. Ensaio Pressiométrico (PMT).....	38
2.5.1.5. Ensaio Tbar.....	38
2.5.2. Ensaio de Laboratório.....	39
2.5.2.1. Ensaio de Caracterização Completa.....	39
2.5.2.2. Ensaio de Adensamento Oedométrico.....	40
2.5.2.3. Ensaio Triaxial UU e Ensaio Triaxial CU.....	40
2.6. Obras Sobre Solos Moles no Brasil.....	41
2.6.1. Aeroporto Internacional Salgado Filho (Porto Alegre).....	41
2.6.3. Aterro sobre argila mole Senac/Sesc-Barra.....	42

2.6.4. Implantação da Rodovia entre os Municípios de Tubarão e São Martinho/SC.....	43
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	45
3.1. Apresentação da Área de estudo	46
3.2. Etapas de estudo.....	47
3.2.1. Coeficiente de Adensamento Horizontal (C_h).....	48
3.2.2. Resistência ao Cisalhamento não-drenada (S_u).....	52
4. RESULTADOS	56
4.1. Centro Metropolitano – CM 1	57
4.2. Centro Metropolitano – CM 2	59
4.3. Gleba.....	61
4.4. CBF	63
4.5. Cidade do Rock	64
4.6. João Fortes	66
4.7. Rio Massa	67
4.8. Vila Olímpica.....	68
4.9. Recreio	71
4.10. Panela.....	73
4.11. PAN	75
4.12. Outeiro	77
4.13. Barra-Bangu	78
4.14. Gleba F – fg.....	79
4.15. Obra 03.....	81
4.16. Centro Metropolitano – CM - fg	82
4.17. M. Praia	84
4.18. Freedom.....	85
4.19. Valores médios de C_h	87
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	89
5.1. Conclusões	89
5.2. Sugestões para trabalhos futuros.....	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
ANEXOS: A – R.....	96

1. INTRODUÇÃO

Na história sempre se teve uma preocupação de evitar obras sobre depósitos de solos moles, porém, com o crescimento acelerado nos centros urbanos a construção sobre esse tipo de solo constitui um dos desafios atuais da engenharia. Apesar de ser um solo bastante comum, esses possuem características desfavoráveis, como a alta compressibilidade, baixa permeabilidade e pequena resistência ao cisalhamento. Por essa razão, o assunto de aterros e fundações sobre solos moles tem se tornado alvo de estudos cotidianos (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012; ALMEIDA E MARQUES, 2010; BARONI, 2010; FUTAI, *et al.*, 2008).

Os subsolos que apresentam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade são compostos por solos argilosos, que em sua maioria são constituídos por uma alta porcentagem de material orgânico, juntamente com um elevado teor de umidade. A zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, foco deste estudo, possui uma vasta área com depósitos argilosos e compressíveis. Devido a estas características, faz-se necessário a utilização de novas alternativas, formas de estudos e técnicas para o tratamento dos solos destes depósitos (ALMEIDA; MARQUES, 2010; LACERDA E ALMEIDA, 1995; LIMA, 2012; ALMEIDA *et al.*, 2005).

Seguindo neste contexto, o presente estudo analisa dados de ensaios de campo (palheta e CPTU), realizados nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro. São calculados e comparados os valores de resistência não drenada (S_u), obtidos a partir do ensaio de palheta, com os valores de S_u obtidos através do método proposto por Mantaras *et al.*, (2014). Paralelamente são calculados e comparados os valores do coeficiente de adensamento horizontal, obtidos através das curvas de dissipação do excesso de poropressão do CPTU.

Devido a uma grande quantidade de ensaios de campo existentes, definiu-se as áreas de estudos localizadas em uma região onde estão sendo instaladas obras de grande porte, Riccio *et al.*, (2013). Estas áreas foram separadas em Ilhas de Investigação (áreas de estudo distintas) e denominadas como: CM 1, CM 2, GLEBA, CBF, CIDADE DO ROCK, JOÃO FORTES, RIO MASSA, VILA OLÍMPICA, RECREIO, PANELA, PAN, OUTEIRO, BARRA-BANGU, GLEBA F-Fg, OBRA 03, CM-fg, M. PRAIA, FREEDOM.

Os parâmetros (S_u e c_h) que serão estimados nesta pesquisa são vitais para o cálculo da estabilidade de aterros e estimativa da velocidade dos recalques. O presente trabalho é uma colaboração ao desenvolvimento do banco de dados com os parâmetros dos solos da região em estudo, ao mesmo passo que é uma inovação, no que tange a aplicação do método do Mantaras et al (2014), para a obtenção da resistência não drenada do solo.

1.1. Justificativa

Em consequência do crescimento das cidades, com a ocupação de áreas litorâneas, observa-se a necessidade de desenvolvimento do conhecimento sobre o comportamento de solos moles para subsidiar projetos nestas áreas. O adequado conhecimento destas características e de parâmetros geotécnicos, acarretam em uma maior perspectiva e uma otimização dos projetos de natureza geotécnica. Ou seja, conhecendo o comportamento do solo em que se deseja trabalhar (resistência e a deformabilidade), menor serão os riscos de patologias e consequentemente melhor será o custo/benefício.

Quando se trata em obtenção de parâmetros geotécnicos de camadas de solo, tais como resistência não drenada (S_u), coeficientes de permeabilidade ou parâmetros de compressibilidade, é necessário maximizar informações, através da utilização de correlações entre parâmetros oriundos de diferentes ensaios.

Devido aos diversos fatores que podem influenciar os parâmetros de depósitos de argilas moles, vários pesquisadores vêm estudando e aprimorando o assunto, com a intenção de conscientização sobre a importância da realização de ensaios para o conhecimento real do comportamento do solo. Atualmente, encontram-se discussões em Universidades, centros de pesquisas, revistas e congressos nacionais e internacionais como: COBRAMSEG (Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica), SEFE (Seminário de Engenharia de Fundações Especiais), CPT'10 e CPT'14 (International Symposium on Cone Penetration Testing), ISC (*International Soil Conference*); PAN (Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering).

1.2. Objetivos Gerais

Aprofundar os conhecimentos sobre as propriedades de depósitos de solos moles através de revisão bibliográfica de parâmetros e correlações geotécnicas. Com a intenção de gerar um banco de dados com os resultados obtidos em diferentes depósitos nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, fazendo interpretação dos resultados gerados através de gráficos e tabelas.

1.3. Objetivos Específicos

- Revisão bibliográfica e entendimento sobre ensaios realizados na caracterização do comportamento de solos moles;
- Obtenção da resistência não drenada a partir do ensaio de palheta e através da equação proposta por Mantaras *et al.*,(2014);
- Obtenção dos valores do coeficiente de adensamento horizontal. Cálculo através das curvas de dissipação do ensaio de piezocone (CPTU);
- Criação de um banco de dados em diferentes depósitos nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes;
- Análise final dos resultados gerados.

1.4. Organização do trabalho

Este estudo será apresentado com uma divisão de 6 capítulos.

O Capítulo 1: apresenta a Introdução;

O Capítulo 2: apresenta uma revisão bibliográfica visando as principais características dos depósitos argilosos, descrição de sua origem geológica, descrição dos ensaios de campo e de laboratório existentes para análise desse tipo de solo, com foco principal nos ensaios de palheta e CPTu, comentando sobre a qualidade das amostras e por fim casos de obras sobre solos moles no Brasil.

O Capítulo 3: apresenta a metodologia realizada no decorrer do estudo, juntamente com a explicação de cada parâmetro e suas correlações aplicadas para obtenção de um banco de dados compatível com o existente da literatura de referência, Mantaras *et al.*, (2014).

O Capítulo 4: é feita a apresentação do Banco de Dados criado, comparando-os com os valores obtidos em ensaios de campo de referência. Posteriormente, é apresentado um resumo geral dos dados de todas as regiões para a conclusão do trabalho.

O Capítulo 5: apresenta as conclusões gerais do trabalho com algumas discussões consideradas necessárias.

O Capítulo 6: são apresentadas as sugestões para futuras pesquisas.

Por fim, são listadas as referências bibliográficas consultadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O aumento da atividade econômica no Brasil nas últimas décadas acarretou o desenvolvimento acelerado e bastante expressivo das cidades e principalmente das grandes metrópoles. Este crescimento tem ocorrido próximo de zonas fluviais, fazendo com que inicie uma necessidade de construções em solos compressíveis. As zonas litorâneas são escolhidas, muitas vezes, devido a facilidade de comunicação e de transporte, porém obras sobre este tipo de solo, composto por argilas moles e aluviões possuem características mecânicas pouco indicadas para fundações de estruturas e infraestruturas (CARDOSO et al, 2014; SCHNAID, 2009).

Depósitos desta natureza são denominados solos moles, sendo definidos como: “aquele no qual a resistência não drenada da argila é inferior a 25 kPa” ou número de golpes N_{SPT} 3 – 5 - moles, ou inferiores a 2 – muito moles (MILITITSKY, 1995; SCHNAID, 2009).

Estudos sobre o comportamento do solo não são recentes, em séculos passados, Coulomb, 1773; Rankine, 1856; Darcy, 1856 deram início a trabalhos importantes da área. Porém, devido à falta de instrumentos mais precisos e de estudos em diferentes tipos de solo, no século XX, obras como as rupturas no Canal de Panamá, foram caracterizadas pelo fracasso. Sendo assim, viu-se uma necessidade de novos estudos nos cálculos procedidos, onde, Terzaghi em 1936 evidenciou que os mesmos cálculos referentes a concreto e aço, não poderiam ser aplicados para solos, pois esses não possuem definição fixa de seus parâmetros e comportamentos (PINTO, 2006).

O solo é de fundamental importância na área da construção civil, podendo ser considerado como a base principal para obras em geral. Devido ao fato das construções serem assentadas sobre o terreno, o comportamento e a vasta composição do solo devem ser devidamente considerados evitando que haja interferência em suas etapas de construção. Pinto (2006), Filho (2008), consideram que: a ciência da engenharia, na qual engenheiros baseiam-se para compreender melhor o comportamento de ações e reações do solo é a Mecânica dos Solos.

O incentivo para que se iniciassem estudos avançados sobre depósitos de solos compressíveis, tornou-se maior a partir da necessidade de construções de obras de grande porte implantadas em regiões de várzeas. Novas infraestruturas urbanas e

de transporte, devido ao grande crescimento dos centros urbanos, são implantadas nas encostas dos morros, no leito de rios e mares. Estes solos, que antes eram considerados inadequados para o uso na construção civil devido ao seu alto valor do tratamento, só se tornou viável tecnicamente com os avanços nos estudos e aprimoramentos das técnicas de execução, como também de construção.

Atualmente, no Brasil, este tipo de obra continua sendo um desafio, porém, devido a pesquisas realizadas por universidades (UFRJ, UFPE, UFRGS, USP, dentre outras) e o avanço tecnológico, hoje é possível se construir em regiões de solos compressíveis (BARONI, 2010; SCHNAID, 2009; CARDOSO *et al.*, 2014).

2.1. Caracterização do Solo

A caracterização de solos é realizada através de parâmetros como: origem do solo, constituição mineralógica e tamanho das partículas. O solo estudado neste trabalho é o solo mole (argiloso), sendo assim os parâmetros citados serão apresentados a seguir com o intuito de defini-lo facilitando estudos posteriores.

O solo é caracterizado como mole devido a sua consistência: predominantemente argiloso, composto por mais de 35% de argila. Sua resistência não drenada deve ser inferior a 25 kPa, ou índice de consistência menor que 0,5, ou ainda N_{SPT} (Índice de Resistência à Penetração) menor que 2 (FUTAI, 2010). Quanto ao valor de N_{SPT} , Schnaid (2009) cita que valores inferiores a 2 são caracterizadas argilas muito moles e valores entre 3 - 5, moles. Porém, Futai (2010), comenta que em alguns depósitos o solo é tão mole que o amostrador afunda com o peso próprio, chegando então a um valor de N_{SPT} igual a zero, fazendo com que esta classificação seja apresentada de forma genérica.

Sua origem é sedimentar, com resistência ao cisalhamento muito baixa e compressibilidade elevada (característica relativa à sua capacidade de deformar). É um solo saturado (nível de água elevado), relativamente homogêneo em toda a profundidade do depósito.

A Tabela 1 apresenta a classificação dos solos de acordo com o Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT}) citado anteriormente. Esta classificação é apresentada por Schnaid (2009) e também pode ser encontrada na NBR 7.250/82.

Tabela 1 - Classificação de solos devido ao NSPT

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	< 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	> 40	Muito compacta
Argila e Silte argiloso	<2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

Fonte: Schnaid (2009, p.20); NBR 7.250/82

2.1.1. Granulometria

O tamanho das partículas de um solo tem real importância na identificação, pois alguns possuem a diferenciação a olho nu, pedregulhos ou areia do mar, enquanto outros possuem uma granulometria tão fina que quando misturados à água tornam-se impossíveis de separar grão a grão. Para se ter uma ideia da dimensão dos grãos de argila quando comparado ao de areia, tem-se: 1 a 2 mm o tamanho do grão de areia e 0,001mm o grão de argila (PINTO, 2006).

Os valores adotados pela ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – para classificação do solo quanto à dimensão são indicados na Tabela 2 e são esses valores que engenheiros utilizam, onde o limite para argila é inferior a 0,005mm (ABNT NBR 6508/84).

Tabela 2 - Classificação dos solos

FRAÇÃO	ABNT
Matacão	De 25 cm a 1 m
Pedra	De 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	De 4,8 mm a 7,6 cm
Areia Grossa	De 2 mm a 4,8 mm
Areia Média	De 0,42 a 2 mm
Areia Fina	De 0,05 a 0,42 mm
Silte	De 0,005 a 0,05 mm
Argila	< 0,005 mm

Fonte: adaptado de Filho (2008, p. 9)

A identificação precisa dos solos é realizada por meio de ensaios, a partir de partículas de sua composição. Para isto, são realizados dois tipos de ensaio:

granulometria (# n° 200 = 0,075mm); composta por duas fases: peneiramento e sedimentação; e o uso dos índices de consistência. Como a fração fina da argila (desconsiderada na granulometria, devida à peneira utilizada) tem bastante importância no comportamento da mesma na aplicação da engenharia - pois quanto menores as partículas, maior a superfície específica - apenas o ensaio de granulometria não é o suficiente para classificação da mesma, sendo necessário a aplicação dos índices de consistência (PINTO, 2006; FILHO, 2008).

2.2. Origem do Solo

É conhecido que todos os solos se originam da decomposição de rochas, sendo esta decomposição decorrente de agentes naturais, físicos e químicos.

A argila é uma rocha composta basicamente por um grupo de minerais que recebem o nome argilominerais. Esses são os principais responsáveis pela plasticidade e expansibilidade dos solos, quando presentes na fração argila e em presença da água (LAMBE; WHITMAN, 1969). Tendo sua origem através dos feldspatos, cada argila, dentro das quatro dezenas de argilominerais existentes, possuem nomes para designação das suas peculiaridades (COELHO, SANTOS; 2007; H. SANTOS, 2007).

Através de estudos realizados em 2003, é possível dizer que o solo da baixada fluminense é composto por um depósito de argila mole recente, correspondente ao período quaternário. Pode-se dizer também que estes sedimentos foram depositados há cerca de 10 mil anos, onde a água oriunda do descongelamento das geleiras provocou uma elevação significativa do nível do mar e encobriu os vales e as planícies litorâneas (SPANNENBERG, 2003).

O pré-adensamento de alguns depósitos de solos moles é explicado devido "(...) às elevações do nível relativo do mar com as suas ingressões em direção ao continente, e os regressivos, ou seja, o abaixamento do nível do mar (...)" (SPANNENBERG, 2003). Este fato fez com que ocorressem variações de 5 m acima do nível atual na costa da Bahia, enquanto que na costa do Rio de Janeiro (local de estudo do trabalho) até o Paraná essa variação ficou em torno de 4,8 a 2,3 m. Essas variações ocorreram há cerca de 5 mil anos.

2.3. Projetos Geotécnicos

As investigações geotécnicas são compostas por etapas preliminares e complementares. É necessário um reconhecimento inicial feito através de mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamento de banco de dados em áreas próximas ao local da obra (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Para obtenção de um projeto geotécnico econômico e seguro é necessário a realização do reconhecimento das condições do solo, pois esse pode variar suas características de região para região. Fernando Schnaid (2009), ressalta que: “No Brasil o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra”.

A base para se dar início a qualquer projeto geotécnico são os ensaios de campo, visto que neles é possível a obtenção de definições de estratigrafia do subsolo e estimativas de propriedades geomecânicas do material que deseja trabalhar. Fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção entre outras obras fazem necessário à correta investigação geotécnica (SCHNAID, 2009).

Com o avanço acelerado de tecnologias a obtenção de parâmetros tem ficado cada vez mais fácil e precisa. A intenção de qualificar essas técnicas nos últimos anos faz com que o uso de diferentes tecnologias, sejam aplicadas em diferentes condições de subsolo, tentando obter parâmetros rotineiros e confiáveis.

No Brasil, os ensaios de campo mais realizados são: SPT, cone (CPT – Cone Penetration Test), piezocone (CPTU – Piezocone Penetration Test), pressiômetro (PMT), palheta (VANE TEST) e dilatômetro (DMT).

No campo o SPT se adequa a prospecção de solos granulares e a previsão de ângulo de atrito interno, porém para depósitos de argilas moles a sua previsão de resistência não drenada não é aconselhável, sendo então necessária a utilização de ensaios como palheta e piezocone. Ensaios pressiométricos são utilizados quando há uma necessidade de determinar o módulo de deformabilidade dos solos. Os valores encontrados no ensaio dilatométrico servem para diferenciação entre as pressões internas determinando assim o módulo de elasticidade do solo (SCHNAID, 2009).

Como assunto principal do trabalho, os ensaios de CPTU e Palheta serão discutidos, focando suas vantagens, desvantagens e limitações relacionadas a tensão-deformação-resistência do solo. Estes ensaios são realizados por métodos

indiretos, onde resultados podem ser aplicados, juntamente com as propriedades geomecânicas do solo, à correlações e formulações de referência.

Quando se trata de investigações geotécnicas o engenheiro tem grande responsabilidade, pois é ele quem deve escolher a técnica mais adequada às condições de cada projeto. Devido à diversidade de equipamentos e procedimentos criados recentemente para tal função, a experiência, o conhecimento, a prática e principalmente as normas devem sempre ser consideradas.

Faz-se necessário, em um anteprojeto, o levantamento geológico/geotécnico da área de estudo, juntamente com sondagens locais ao longo do terreno para uma melhor caracterização do subsolo. Em outra fase, a de projeto, aconselha-se a tentativa de anular todas as dúvidas existentes sobre o terreno estudado caracterizando assim, as propriedades do subsolo de acordo com a função da obra evitando-se mudança durante a execução, pois isso pode gerar um custo elevado. (SCHNAID, 2009; BARONI, 2010).

Devido às incertezas existentes a utilização de fatores de segurança é primordial no projeto, pois segundo Fernando Schnaid (2009), esses fatores tem:

O objetivo de compatibilizar os métodos de dimensionamento às incertezas decorrentes das [a] hipóteses simplificadoras adotadas nos cálculos, [b] estimativas das cargas de projeto e [c] previsões de propriedades mecânicas do solo.

Unindo uma investigação bem concebida com corretos valores de fator de segurança, a relação custo/benefício terá influência positiva no projeto em geral, acarretando em uma boa execução da obra.

2.4. Correlações Geotécnicas

No Brasil é presenciado um acelerado crescimento na área de engenharia, acarretando diversas consequências à qualidade de projetos e obras. No campo da geotecnia, isso reflete na má utilização de correlações para determinação de parâmetros (resistência, comportamento do solo, cisalhamento, compressibilidade) utilizados em projeto. Com o desenvolvimento de programas computacionais cada vez mais ferramentas para análises de parâmetros geotécnicos são criadas, tornando

muitas vezes um substituto de uma investigação adequada. Em muitas destas ferramentas são apresentadas sugestões de parâmetros que não consideram as particularidades dos solos das regiões estudadas (MANTARAS *et al.*, 2014).

Estas ferramentas computacionais são procuradas devido à praticidade por elas oferecidas e, em muitos casos, pela falta de conhecimento sobre os equipamentos, ensaios ou até mesmo a forma correta de aquisição de dados em campo.

A inexperiência em interpretação de dados obtidos em ensaios de campo, como também, a não realização destes ensaios no terreno que se deseja construir pode gerar: projetos inadequados, problemas ambientais, aumento de custos por modificações inesperadas. Quando há ocorrência de solos moles é importante que os projetistas e engenheiros no meio técnico tenham a consciência que as correlações são utilizadas para uma estimativa do real valor que se procura quando realizado os ensaios de campo, não sendo aconselhável a utilização dos mesmos em projetos (BARONI, 2010).

No entanto, quando se trata de um local em que a única alternativa é a utilização de correlações dos parâmetros geotécnicos, ou seja, locais onde o acesso do equipamento para ensaios de campo é inviável, esses devem ser representados deixando bem claro as características do solo em estudo, pois as correlações são, em sua maioria, generalistas, ou seja, não se adequam perfeitamente a todos os tipos de solo. Esse motivo leva a concepção de que essas correlações devem ser utilizadas, preferencialmente, em pré-projetos (SCHNAID, 2009; ALMEIDA E MARQUES, 2010).

Por meio de correlações é possível à determinação rápida de parâmetros quando comparados aos ensaios de campo que são caracterizados pela longa duração, alguns casos pela complexidade, como também pela escassez de laboratórios equipados para determinação dos parâmetros (MANTARAS *et al.*, 2014).

2.5. Ensaios de Campo e Ensaios de Laboratório - Solos Moles

A realização de ensaios de campo e laboratório em solos moles são decorrentes da análise e caracterização das camadas de solo, obtendo assim valores que são utilizados para obtenção de correlações geotécnicas que então são aplicadas em projetos geotécnicos (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Em estudos realizados por Robertson e Cabal (2012), é possível identificar os objetivos de qualquer investigação do subsolo, sendo:

- natureza e sequência das camadas do subsolo (regime geológico);
- condições de Águas Subterrâneas (regime hidrológico);
- propriedades físicas e mecânicas das camadas do subsolo.

O quadro 1 apresenta uma relação entre vantagens e desvantagens entre os ensaios de Laboratório e os ensaios de Campo.

Quadro 1 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	Condições de contorno bem-definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume de solo ensaiado
	Trajetória de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do que ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiômetro autocravante
	Medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza de solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

Fonte: Almeida; Marques (2010, p.53)

Já no Quadro 2, são apresentadas as características gerais dos ensaios de laboratório e de campo e os respectivos parâmetros que podem ser encontrados na execução dos mesmos.

Quadro 2 - Características gerais dos ensaios de laboratório e de campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações

Ensaio	Tipo	Objetivo do ensaio	Principais parâmetros obtidos	Outros parâmetros	Observações e recomendações
Laboratório	Caracterização completa	Caracterização Geral do solo; interpretação dos demais ensaios	W_n, W_L, W_p, G_s , curva granulométrica	Estimativa de compressibilidade	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfa
	Adensamento	Cálculos de recalques e de recalques X tempo	$C_c, C_s, \sigma'_{vm}, C_v, e_0$	E_{oed}, C_α	Essencial para cálculo demagnitude e velocidade de recalques; pode ser substituído pelo ensaio contínuo CRS
	Triaxial UU	Cálculos de estabilidade (S_u é afetado pelo amolgamento)	S_u		É mais afetado pelo amolgamento do que o ensaio CU
	Triaxial CU	Cálculos de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D (MEF)	S_u, c', ϕ'	E_u	Ensaio CAU (adensamento anisotrópico) é o mais indicado
Campo	Palheta	Cálculos de estabilidade	S_u, S_t	OCR	Essencial para determinação da resistência não drenada da argila
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia, recalques X tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Estimativa do perfil de $S_u, C_h, (C_v)$	Perfil de OCR, K_0, E_{oed}, S_t	Ensaio recomendado pela relação custo/benefício favorável
	Tbar	Resistência não drenada	Estimativa do perfil de S_u		Não requer correção de poropressão; mais comumente usado em <i>offshore</i>
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementar em geral	S_u, OCR, K_0	C_h, E_{oed}	Menos comum em argilas muito moles
	Pressiêmetro (PMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u, G_0	C_h	Menos comum em argilas muito moles

Fonte: Almeida; Marques (2010, p.54 e 55)

2.5.1. Ensaio de Campo

Os ensaios comumente realizados, em solos argilosos, são os de Palheta e Piezocone, sendo também os ensaios de principal foco do trabalho. Porém, existem outros ensaios de campo realizados que são citados por Schanaid (2000, 2009); Coutinho (2008); Almeida; Marques (2010), que são os dilatométricos (DMT), pressiométrico (PMT) e o ensaio de cravação de elemento cilíndrico conhecido como Tbar.

2.5.1.1. Ensaio de Cone

Quando se trata de prospecção geotécnica os ensaios de cone – CPT (Cone Penetration Test) e piezocone – CPTU (Piezocone Penetration Test) são utilizados para a determinação de propriedades dos materiais, estratigrafia de perfis de solos, previsão da capacidade de carga das fundações. De acordo com Smits (1982), “em muito pouco tempo o piezocone passou a ser reconhecido como provavelmente o mais poderoso instrumento para detectar a detalhada estratificação do solo”. Cabe ressaltar que seu uso é aconselhado em depósitos de solos compressíveis e de baixa resistência, depósito de argilas moles.

Desde o final da década de 1950 o ensaio de cone vem sendo empregado no Brasil, mas foi na década de 1990 que houve um crescente interesse comercial pelo ensaio devido a estudos feitos por Rocha Filho e Schnaid (1995); Quaresma e outros (1996). Os ensaios são padronizados, tendo as terminologias, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação dos resultados estabelecidos pelas normas: ASTM (1979); ABNT MB-3.406 (1991).

Este ensaio tem como objetivos a determinação de perfis de solo, determinação da capacidade de carga de fundações; simulação do comportamento de estacas; avaliação de parâmetros geotécnicos. Um dos principais usos do ensaio de piezocone tem sido a obtenção de valores de resistência não drenada dos perfis de argila mole a partir de correlações com ensaios de palheta de campo (MAGNANI, 2006).

Um equipamento para realização de ensaios de piezocone, de uma maneira geral, foi dividido segundo DANZIGER (1990), em três partes, sendo: a máquina de cravação, o piezocone e o sistema de aquisição de dados.

A aplicação deste equipamento cilíndrico é citada por Almeida; Marques (2010); Schnaid (2009), e especificado pelo MB 3406 (ABNT, 1991):

- 1) Cravação da ponteira cônica no terreno, cuidando 60° de ápice e rugosidade menor que 0,001mm;
- 2) Penetração (contínua) de hastes de 1m. Caso necessário uma retração do pistão hidráulico é acionado para posicionamento de uma nova haste;
- 3) Aplicação de velocidade constante = 20mm/s +/- 5 mm/s, com medidas a cada 2 cm de profundidade (aquisição contínua), sem interferência do operador.

A capacidade de carga do equipamento varia de acordo com a seção transversal do cone. Normalmente utiliza-se 10 cm², podendo atingir 15 cm² que são equipamentos mais robustos. Quando desmontado, é possível a visualização de componentes como, célula de carga, elemento poroso, luva de atrito (\geq diâmetro do cone) e transdutor de pressão (SCHNAID, 2009). Os detalhes de montagem do conjunto serão mostrados na figura 1.

Figura 1 - Principais componentes do Piezocone



Fonte: Schnaid; Danzinger (2005, p.8)

Na realização do ensaio monta-se uma estrutura de ação e reação, formando um sistema de aplicação de cargas. Este sistema utilizado é hidráulico, onde o controle da velocidade de cravação durante o ensaio é controlado por uma válvula reguladora de vazão. A figura 2 mostra o sistema de cravação.

Figura 2 - Sistema de cravação do cone



(a)



(b)

Fonte: Meireles, 2002 (a); ecdambiental, 2012 (b)

Como observado anteriormente, o conjunto é montado sobre um caminhão, pois para aplicação do ensaio é necessário um sistema que suporte uma carga de reação aos esforços gerados. Esta carga é suportada pelo peso próprio do sistema juntamente com a ancoragem do mesmo ao solo. A capacidade de um utilitário ou reboque pode variar entre 10 e 20 toneladas, o equivalente a 100 e 200 kN.

Mesmo tendo uma máquina considerada de pequeno porte, há algumas dificuldades. Em situações que os depósitos são de argila muito mole ou turfa desde o nível zero do terreno, pode haver a necessidade de se construir um acesso de madeira para fazer com que a máquina chegue ao local de ensaio sem perigos de estragar. Porém, para locais de difícil acesso, como ensaios em plataformas, o fato

do equipamento ser de médio porte facilita o translado por guindastes (MEIRELES, 2002; DANZIGER *et al.*, 1990).

O registro dos dados *in situ* é obtido através de um sistema analógico/digital, onde um datalogger e um computador interagem diretamente. Para obtenção de uma boa precisão, com estimativas realistas, é necessário que o aparelho esteja devidamente calibrado. Recomenda-se o uso de um gatilho automático posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fazendo com que as leituras sejam iniciadas num mesmo instante, impossibilitando interferências nos dados. Ou seja, este sistema elimina toda e qualquer influência do operador nas medidas de ensaio (q_c , f_s , u) (SCHNAID, 2009).

Vantagens do CPTU:

- Aplicação rápida, simples e contínua;
- Dados repetitivos e confiáveis ao longo do perfil, com mínima interferência humana;
- Alta produtividade e econômico;
- Base teórica forte para interpretação (boa estimativa de parâmetros geotécnicos);
- Avaliação estratigráfica X tipo de solo;
- Definição do nível da água.

Desvantagem do CPTU:

- Investimento inicial de capital relativamente alto;
- Instalação requer operadores qualificados;
- Nenhuma amostra de solo é retirada durante o ensaio;
- A penetração pode ser restringida em camadas de cascalho/cimentado (limitado para solos macios).

2.5.1.2. Ensaio de Palheta

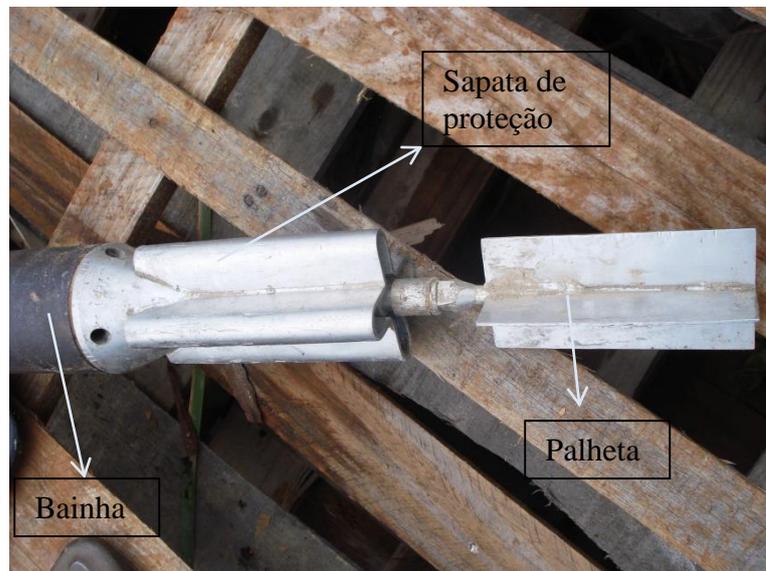
O ensaio de palheta (Vane Test) foi originalmente utilizado na Suécia em 1919, (FLODIN; BROMS, 1977) e em 1949 foi introduzido no Brasil (COUTINHO, 2008). Atualmente é o mais empregado para a determinação *in situ* do parâmetro: resistência

ao cisalhamento não-drenada (S_u); e de acordo com a norma DNER/IPR (1990), é o mais apropriado para substratos argilosos do ponto de vista técnico-econômico.

Para projetos de estabilidade de aterro sobre argilas moles este é o parâmetro mais importante, sendo facilmente encontrado, porém de difícil fixação. É necessário, portanto, a adoção de importantes correlações semi-empíricas que serão explicadas durante o seguinte estudo (SCHNAID, 2009). Pode ainda fornecer uma estimativa da razão de sobre-adensamento (OCR), como também a resistência não drenada tanto em argilas com estado indeformado (S_u) quanto em materiais amolgados (S_{ur}), tendo a razão definida de acordo com a sensibilidade da argila.

Na realização do ensaio utilizasse uma palheta de seção cruciforme, detalhado na figura 3, cravada em argilas saturadas (mole à rija) provocando então um torque com a intenção de cisalhar o solo devida a rotação constante de 6° por minuto em profundidades pré-definidas. Admite-se um intervalo máximo de tempo entre o fim de cravação da palheta e o início de rotação da mesma de cinco minutos para que não se tenha valores de S_u superestimados (ALMEIDA; MARQUES, 2010; SCHNAID, 2009; NORMA BRASILEIRA MB 3.122 - 1989).

Figura 3 - Detalhes da seção cruciforme em um equipamento de palheta com sapata de proteção



Fonte: Adaptada de Baroni (2010, p. 9)

A palheta apresentada é composta por quatro aletas, fabricadas em aço de alta resistência, para que essas resistam quando cravadas no solo, e é protegida por um tubo (tudo de proteção) de diâmetro externo = 20 ± 1 mm, com a intenção de impedir

o atrito solo-haste. O equipamento possui diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm. Para argilas rijas ($S_u > 50$ kPa) utiliza-se palheta retangular com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm.

Devido à existência de camadas resistentes impedindo a cravação do conjunto palheta-haste, Baroni (2010), descreve que deve ser feito um pré-furo, utilizando o tubo de revestimento. A inserção do tubo provocará o amolgamento do solo, então a profundidade mínima de execução do ensaio deverá ser de cinco vezes o diâmetro do tubo, tendo como referência a ponta do equipamento.

Os valores de S_u obtidos através deste ensaio podem sofrer influências, por isso foi criada uma norma NBR 10905 (ABNT, 1989) que define os cuidados a serem tomados na elaboração do mesmo (ALMEIDA; MARQUES, 2010; BARONI, 2010). Os fatores são:

- Atrito mecânico;
- Velocidade de rotação;
- Características da palheta;
- Amolgamento;
- Plasticidade da argila;
- Anisotropia da argila, entre outros.

Vantagens da Palheta:

- Ensaio rápido e simples;
- Prático;
- Baixo custo;
- Excelente ferramenta para obtenção da resistência não drenada;

2.5.1.3. Ensaio Dilatométrico (DMT)

O DMT (Dilator Meter Test) foi desenvolvido na Itália pelo Professor Silvano Marchetti. Mesmo sendo de fácil manuseio e operação simples. No Brasil ainda não existe normalização específica para aplicação deste. É um ensaio composto de uma lâmina dilatométrica, dotada de uma membrana circular de aço muito fina em uma de suas faces (SCHNAID, 2009).

Segundo a ASTM o procedimento de ensaio consiste na penetração da lâmina dilatométrica verticalmente no interior do terreno, possibilitando assim, a obtenção do

esforço necessário de penetração. Porém, a velocidade de avanço da lâmina possui um limite para ser aceitável, sendo empregado de 2 a 4 cm/s.

2.5.1.4. Ensaio Pressiométrico (PMT)

O ensaio Pressiométrico foi desenvolvido com o objetivo de reduzir ou eliminar os possíveis efeitos de amolgamento gerados quando a sonda é inserida no interior da massa de solo. Atualmente, o equipamento é reconhecido como uma ferramenta rotineira em investigações geotécnicas, sendo utilizado para obtenção do comportamento tensão-deformação de solos *in situ* (SCHNAID, 2009).

A realização deste ensaio é feita a partir de aplicações uniformes de pressão às paredes de um furo de sondagem, sendo assim é necessário à realização do ensaio de um pré-furo. Os resultados são apresentados em uma curva pressiométrica composta por fases de ensaio, sendo essas citadas por Schnaid (2009); Robertson (2012):

- (i) Expansão da sonda até encostar nas paredes do furo de sondagem;
- (ii) Deformações de cavidade em um trecho aproximadamente linear de comportamento pseudo-elástico;
- (iii) Ciclos de carga e descarga;
- (iv) Evolução das deformações até atingir a fase plástica;
- (v) Descarregamento completo da sonda. Esta fase é importante na determinação das propriedades do solo, pois não ocorre influência do amolgamento gerado pela inserção do equipamento no terreno.

Como todo ensaio de campo, porém com alguns cuidados a mais, o pressiométrico em qualquer modo de inserção da sonda no terreno, seja em perfuração, autoperfuração ou cravação, necessita de um controle rigoroso de execução e calibração para obtenção de resultados confiáveis.

2.5.1.5. Ensaio Tbar

O ensaio de penetração do cilindro, mais conhecido como Tbar, é utilizado recentemente para obtenção da resistência não drenada de solos argilosos. Este ensaio é composto por uma barra cilíndrica utilizada para penetração no solo tendo

como vantagem não necessitar da correção de poropressão, pois em sua aplicação as tensões atuantes na barra ficam em equilíbrio, tanto abaixo quanto acima, devido ao formato do equipamento de ensaio (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Almeida (2006), indica em estudos realizados que os valores de S_u encontrados com a utilização do Tbar são consistentes com valores de S_u encontrados com o ensaio de Palheta.

2.5.2. Ensaio de Laboratório

Os ensaios geotécnicos de laboratório são caracterizados como condição para bons resultados quando há uma disponibilidade de amostras indeformadas e de boa qualidade (LAMBE; WHITMAN, 1969). Porém, tratando-se de depósitos de argilas moles a obtenção de amostragem se torna um grande desafio caracterizado por sua dificuldade, pois os solos moles estão entre os mais difíceis de amostrar (BERTUOL, 2009). Devido a isto, existe um vasto campo de pesquisa em técnicas de amostragem e esta tem sido a experiência da COPPE/UFRJ nos últimos 15 anos (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Quando o assunto é relacionado a ensaios de solos moles, deve-se ter a consciência que a qualidade das amostras é essencial para uma interpretação correta dos ensaios de laboratório. Esta qualidade é devida a garantia da integridade das amostras indeformadas. Para retirada destas amostras utiliza-se o tudo Shelby de paredes finas, pois através deste é possível diminuir o estado de tensões que induzem o amolgamento do solo. Porém, este ensaio deve seguir corretamente a norma NBR 9820/97, que explica desde o processo de extrusão até a preparação dos corpos de prova (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

2.5.2.1. Ensaio de Caracterização Completa

Seguindo os ensaios adotados por Baroni (2010), para uma caracterização completa são necessários os seguintes ensaios com suas normas respectivas:

- Análise granulométrica: ABNT NBR 7181/84 – *“Solo – Análise Granulométrica – Método de ensaio”*.
- Determinação do teor de umidade: ABNT NBR 6457/86 – *“Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio”*;

- Limite de liquidez: ABNT NBR 6459/84 - “Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio”;
- Limite de plasticidade: ABNT NBR 7180/84 - “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio”;
- Massa específica e matéria orgânica: ABNT NBR 6508/84 – “Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica”;

2.5.2.2. Ensaio de Adensamento Oedométrico

Segundo Oviedo Pinto; Barros (2004); Almeida; Marques (2010), o ensaio de adensamento oedométrico é um dos mais importantes e tradicionais na mecânica dos solos, sendo que hoje sua utilização é cada vez mais ampliada na determinação de recalques e sua evolução com o tempo em solos argilosos. Os parâmetros encontrados são: coeficiente de adensamento (C_v), índice de compressão (C_c), pressão de pré-adensamento (p_a).

De acordo com a NBR 12007/90, este ensaio consiste na compressão do solo compreendido em um molde, impedindo assim, qualquer deformação lateral que venha a acontecer. Faz-se uma simulação do comportamento do solo quando comprimido pela ação do peso de novas camadas de solo (cargas externas).

O ensaio é realizado com incrementos de carga a cada 24h, porém quando se necessita de uma melhor tensão de sobreadensamento esse intervalo de carga é mudado para estágios intermediários, seguindo sempre a NBR 12007 – ABNT, (1990). Este é denominado ensaio de adensamento convencional de carregamento incremental. A história de tensão e a altura do aterro são características analisadas para obtenção da tensão vertical máxima a ser adotada e conseqüentemente aplicada, tendo como valores iniciais no caso de solos moles, 1,5 ou 3 kPa (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

2.5.2.3. Ensaio Triaxial UU e Ensaio Triaxial CU

Os ensaios triaxiais, em geral, são utilizados para determinação tanto da resistência ao cisalhamento inderformado quanto amolgado. São importantes técnicas para obtenção de parâmetros como: módulo de elasticidade, coeficiente de adensamento vertical e resistência ao cisalhamento. Os ensaios em questão

viabilizam amostras não drenadas e não consolidadas, e consolidadas isotropicamente e não drenadas, respectivamente.

Os valores dos parâmetros citados sofrem influência do amolgamento e do processo de alívio de tensões quando analisado o ensaio Triaxial UU. Porém, quando se analisa o custo de execução deste ensaio, que é considerado relativamente baixo, seus resultados servem como complemento para o parâmetro S_u de projeto (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Entretanto, tratando-se do ensaio Triaxial CU ou CIU esses são pouco realizados no Brasil, sendo trocados pelo ensaio de adensamento anisotrópico CAU, onde a tensão vertical e horizontal *in situ* são previamente estimadas, tendo que considerar fatores conhecidos como: OCR e ângulo de atrito. Por ser um ensaio que necessita de equipamentos e procedimentos poucos usuais a realização do mesmo requer o uso de laboratórios especiais (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

2.6. Obras Sobre Solos Moles no Brasil

2.6.1. Aeroporto Internacional Salgado Filho (Porto Alegre)

Quando se trata de uma obra de grande porte como é o caso do Aeroporto Internacional Salgado Filho (AISF), a escolha da solução de fundação de uma estrutura é de fundamental importância. Entretanto, se tratando de um solo específico como o solo argiloso essa importância tem um peso maior, acarretando em uma escolha que deve ser realizada envolvendo aspectos técnicos de conhecimento das condições e ocorrência de materiais no subsolo, como também alguns conhecimentos importantes, como: cargas estruturais, condições especiais do terreno, técnicas de execução das fundações disponíveis e suas características, custos, prazos, entre outros (NACCI *et al.*, 2001).

A obra em questão localiza-se a aproximadamente 7 km do centro de Porto Alegre, no Rio Grande do Sul e foi caracterizada como sendo uma obra com problemas clássicos de aterro sobre solo mole. Tendo como princípio a ampliação do aeroporto, envolvendo novas vias de acesso, novo terminal de passageiros, pistas de taxiamento e pátio de estacionamento de aeronaves. As obras de ampliação começaram em Janeiro de 1997 e concluíram-se no segundo semestre de 2001. Com essas obras consolidadas o AISF é considerado um dos maiores *hubs* da Mercosul. Para

definição de parâmetros de projetos foram discutidos tópicos como: aspectos físicos, economia, sistema de transporte, infra-estrutura aeroportuária local, caracterização urbana e ambiental, evolução do transporte (SCHNAID; NACCI; MILITITSKY, 2001).

O terreno é caracterizado por uma extensa área de argila mole superficial, seguindo a classificação de Klamt *et al.* (1985), o local do projeto encontra-se em áreas baixas, classificadas como zonas de “solos de várzeas”, característicos por se desenvolverem em planícies e rios e lagos. Foi construído um aterro compactado de 4 metros, atuando sobre uma camada de argila de cerca de 8 metros de espessura que podem acarretar em recalques consideráveis, como também, problemas de instabilidade (SCHNAID; NACCI; MILITITSKY, 2001).

Os ensaios de campo executados na área de estudos foram: Sondagem a Percussão (SPT), Ensaio de Piezocone (CPTU) e Ensaio de Dissipação. Já os ensaios de laboratório: amostragem, Adensamento Vertical (ADV) e Adensamento Radial (ADR) e Ensaios Triaxiais Não-adensados e Não-drenados (UU). Schnaid (2009) comenta que para análise da evolução de recalques no aeroporto Salgado Filho os parâmetros geotécnicos utilizados foram: C_v e C_h . Já os valores de S_u permitiram a avaliação da estabilidade e o dimensionamento da fundação. (SCHNAID; NACCI; MILITITSKY, 2001).

2.6.2. Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) Alegria

Localizada em Caju/RJ, esta obra foi construída em 1998, em uma única etapa e sem utilização de dreno ou reforço. Devido a uma topografia irregular a camada de argila mole foi identificada, a partir do ensaio de reconhecimento de SPT, variando de 2 a 15m. Os ensaios de campo e laboratório utilizados para caracterização do solo foram, respectivamente: Palheta (realizados com o equipamento da COPPE/UFRJ) e Piezocone (obtenção de C_h e C_v), caracterização e adensamento. Para implantação, utilizou-se 7 inclinômetros e 14 placas de recalque (PR). Os deslocamentos registrados nas placas de recalque foram de 133,4 mm verticais (OLIVEIRA, 1999).

2.6.3. Aterro sobre argila mole Senac/Sesc-Barra

O Aterro SENAC/SESC encontra-se na baixada de Jacarepaguá/RJ e ocupa uma área de aproximadamente 93.000 m². Sua construção foi realizada em duas

etapas, sendo uma com a implantação de um colchão drenante (60cm, dividido em 30cm de areia e 30cm de brita) e a outra com a colocação de manta geotêxtil (malha triangular). Logo após, veio à construção do aterro (silte arenoso) com uma altura de 2 a 3m. Para compactação do mesmo, utilizou-se os critérios de Proctor (95% de grau de compactação) e umidade ótima (+/- 2%) (SPOTTI, 2000).

Para investigação geotécnica utilizou-se ensaios de campo: palheta e piezocone; e de laboratório, resultando em um perfil com essas indicações: camada de turfa de 2 a 3m, sobrejacente de uma camada de argila mole variando de 2 a 12m. A partir de ensaios de piezocone foi possível identificar a presença de 3 camadas de argila mole com comportamentos distintos, dificultando assim a escolha de parâmetros (SPOTTI, 2000).

A instrumentação foi realizada a partir da instalação de placas de recalque, piezômetros elétricos e do tipo Casagrande, medidores de nível d'água, referências de nível, extensômetros magnéticos. Os piezômetros instalados na camada de solo residual e no colchão drenante apresentaram uma boa face drenante, durante e após a construção, e dissipação rápida, respectivamente. Porém, aqueles instalados na camada de argila mole resultaram em um excesso de poropressão durante e após o carregamento (SPOTTI, 2000).

2.6.4. Implantação da Rodovia entre os Municípios de Tubarão e São Martinho/SC

A implantação da Rodovia está localizada a 140 km ao Sul de Florianópolis, com um comprimento total de aproximadamente 4 km de extensão. O objeto de investigação desta obra foi o comportamento do solo quanto à sua implantação. A partir de dados pedológicos do município foi possível classificar o solo como argiloso. Para um melhor conhecimento dos parâmetros deste solo foram utilizados dados de ensaios de Cone (SPT), Piezocone (CPTU) e ensaio de palheta (*Vane test*), bem como dados de ensaios laboratoriais de adensamento.

A rodovia foi dividida em nove trechos distribuindo entre eles cinco pontos de CPTU para realização de ensaios de adensamento. Com os resultados deste ensaio calcularam-se diversos parâmetros para determinação dos recalques e tempo de previsão dos mesmos para os trechos.

Após a realização de cálculos e análise de gráficos, chegou-se em um valor baixo de S_u , necessitando então que a execução dos aterros fosse feita em etapas com o uso de diversas técnicas, sendo elas: drenos e sobrecargas, aplicação de bermas, reforços, ou até mesmo o uso dessas alternadamente. Logo, foram utilizadas bermas de equilíbrio (12 m de largura com 1,5m de altura), segundo o método de Jacobson, considerando a variação de S_u com a profundidade. Também foi necessário a aplicação de geogrelhas com capacidade de carga de 400 kPa e fator de segurança de 1,38 (MASSOCCO, 2013).

O tempo para que ocorressem os recalques calculados foi de 3 a 53 anos, sendo necessário a implantação de drenos (155.028 metros) para um bom desempenho do aterro e do pavimento.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais e métodos que foram utilizados no presente trabalho se resumem em interpretações de ensaios de campo realizados anteriormente, por Crespo Neto (2004); Nascimento (2009) e Baroni (2010), em depósitos de argila mole na Zona Oeste, no estado do Rio de Janeiro. Foram realizados ensaios de CPTU em todos os locais estudados, sendo analisados nesta pesquisa os resultados das curvas de dissipação de excesso de poropressão. Os gráficos gerados de poro-pressão *versus* tempo, são compostos por curvas, onde é possível obter os valores, $u_{1máx}$, $u_{2máx}$, u_i , $t_{1(50)}$, $t_{2(50)}$, sendo:

- $u_{1máx}$: Poropressão máxima na face do cone;
- $u_{2máx}$: Poropressão máxima na base do cone (“ombro do cone”);
- u_i : Poropressão inicial;
- $t_{1(50)}$: Tempo em 50% de dissipação na ponta do cone;
- $t_{2(50)}$: Tempo em 50 % de dissipação no ombro do cone.

A partir da interpretação das curvas foi possível calcular os valores de resistência não drenada S_u , pelo Método de Mantaras et al. (2014). Os valores obtidos foram comparados com os valores de S_u obtidos com o ensaio de referência (ensaio de palheta).

Também foram calculados os valores de coeficiente de adensamento horizontal (c_h), fazendo uma sobreposição dos valores das curvas ($u \times \log t$) para obtenção de um valor de dissipação dos ensaios a 50%. A partir dos parâmetros a seguir, determinou-se os valores de C_h .

- R: Raio de piezocone
- t: Tempo de dissipação
- IR: Índice de Rigidez

3.1. Apresentação da Área de estudo

A área objetivo deste estudo é localizada na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro, mais precisamente nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, destacada no esquema da Figura 4. O local é caracterizado pela presença de espessos depósitos de argilas moles ou muito moles, como pode ser observado pela área demarcada no mapa.

Figura 4 - Localização da área em estudo



Fonte: Elaboração própria

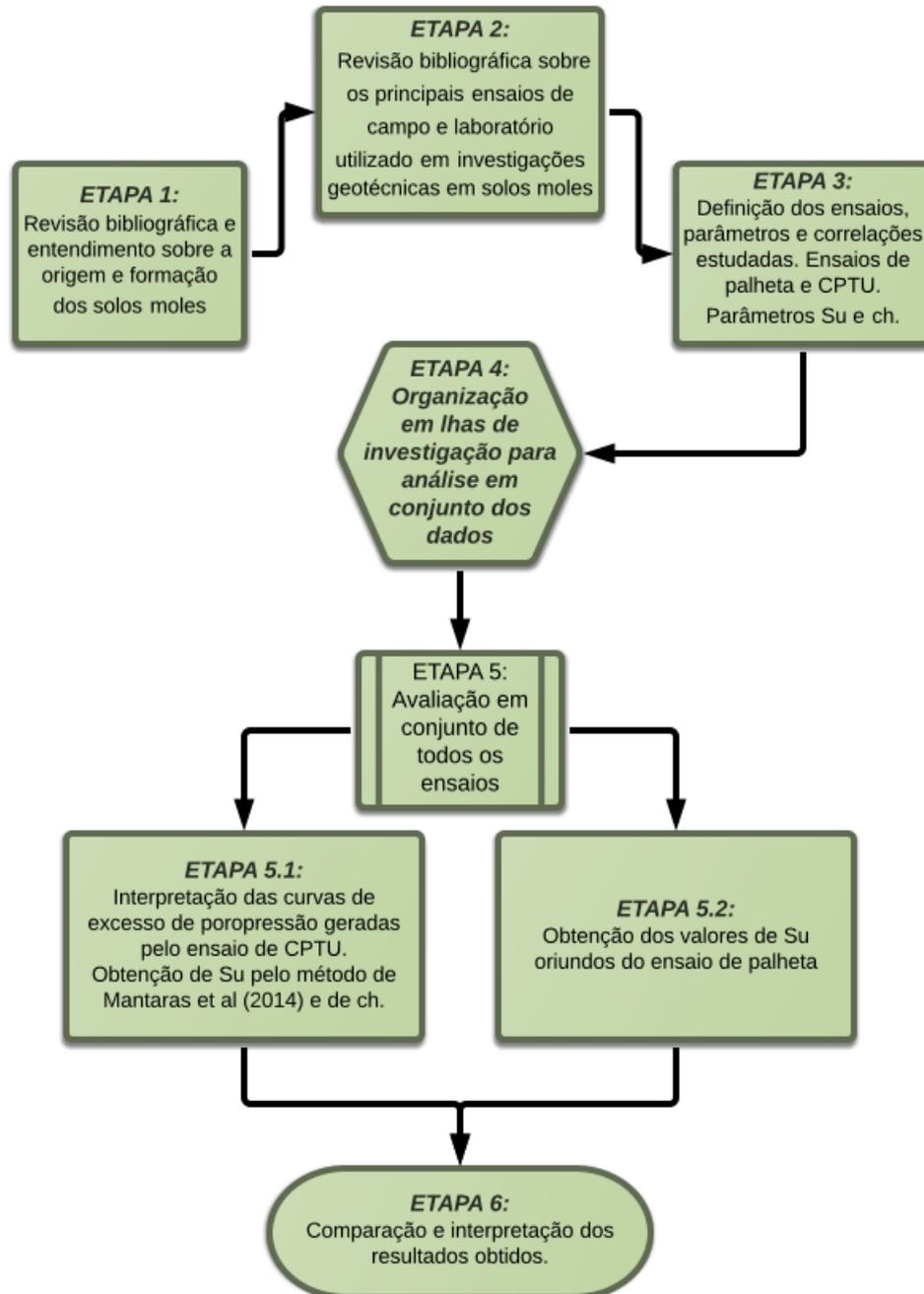
Com o intuito de facilitar a análise dos dados, a área de estudo foi dividida em 18 ilhas de investigação:

- CM I – Centro Metropolitano I
- CM II – Centro Metropolitano II
- GLEBA
- CBF
- CIDADE DO ROCK
- JOÃO FORTES
- RIO MASSA
- VILA OLÍMPIA
- RECREIO
- PANELA
- PAN
- OUTEIRO
- BARRA-BANGU
- GLEBA F–fg
- OBRA 03
- CM–fg:
- M. PRAIA
- FREEDOM

3.2. Etapas de estudo

A sequência necessária para elaboração deste trabalho é apresentada através de um fluxograma, mostrado na figura 5.

Figura 5 – Estapas do estudo



Fonte: Elaboração própria

3.2.1. Coeficiente de Adensamento Horizontal (C_h)

O coeficiente de adensamento horizontal é obtido através do ensaio de dissipação, que consiste em parar a penetração do piezocone e ir monitorando ao longo do tempo, o decréscimo do excesso de poro-pressão (Δu). Este valor de Δu é obtido pela diferença entre poro-pressão e penetração (u) e a poro-pressão

hidrostática (u_0). O C_h está associado à compressibilidade e a permeabilidade do solo, e esses fatores que influenciam diretamente a velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão (HOULSBY; TEH, 1988).

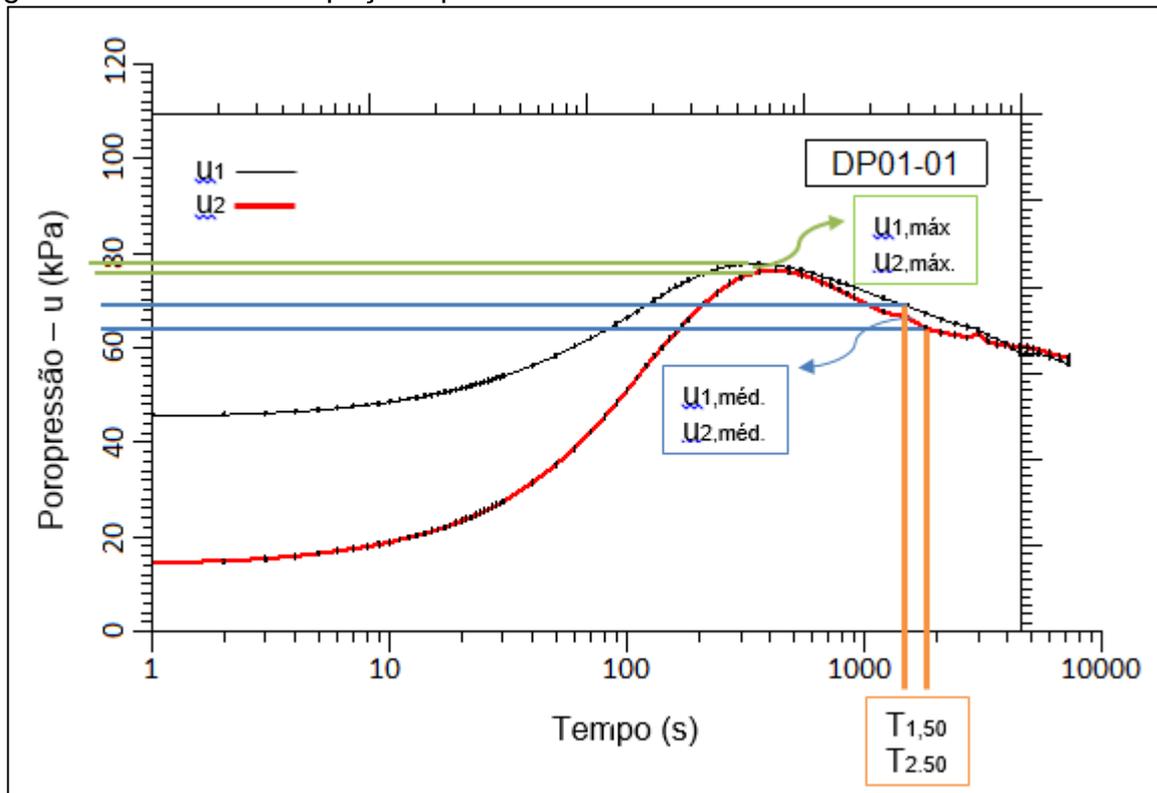
Consequentemente é possível encontrar também o coeficiente de adensamento vertical (C_v). A velocidade de dissipação depende do diâmetro da sonda e do coeficiente de adensamento horizontal, que, por sua vez, dependem da compressibilidade e permeabilidade do solo, Lune *et al.* (1997).

A interpretação deste ensaio, apresenta algumas dificuldades e essas estão ligadas a forma de análise e consideração do solo. Alguns problemas são citados por Sales (1988) e Soares (1997), sendo:

- Incertezas associadas à distribuição inicial do excesso de poro-pressão;
- Comportamento do solo próximo ao cone: perturbação pela cravação, anisotropia, não homogeneidade, etc.
- Incertezas quanto a distribuição, nível e mudança de tensões totais radiais;
- Não-linearidade da compressibilidade do solo;
- Adensamento bidimensional;
- Comportamento acoplado da variação das tensões totais e poro-pressão;
- Singularidades e altos gradientes de ponta;
- Efeito de colmatação e polimento do filtro.

A figura 6 apresenta uma curva de dissipação para argilas da Zona Oeste, área de estudo na cidade do Rio de Janeiro. É visível que a redistribuição de poro-pressão é devido ao comportamento apresentado no início da curva, onde se observa um crescimento inicial seguido de um processo de dissipação. Na mesma figura (6) é possível observar a determinação de $u_{50\%}$ e $t_{50\%}$, que representam a poro-pressão e o tempo, respectivamente, a 50% do processo de dissipação do excesso de poro-pressão. O excesso de poro-pressão normalizado, registrado, é plotado com uma escala logarítmica do tempo (T).

Figura 6 - Curva de dissipação típica



Fonte: elaboração própria

Após a obtenção dos valores de u_i (poropressão inicial), $u_{1(máx.)}$ (poropressão máxima da curva 1), $u_{2(máx.)}$ (poropressão máxima da curva 2), calcula-se a média considerando a poro-pressão inicial mais a poro-pressão $u_{máx.}$, para então, obter-se os valores de $u_{med.(1)}$, e $u_{med.(2)}$, podendo, a partir dos valores referentes as linhas laranjas da figura 6, estimar valores de $T_{1(50\%)}$ e $T_{2(50\%)}$ (tempo real para ocorrer 50% da dissipação) que são a base para o cálculo de C_h , apresentado a seguir.

A obtenção de valores razoáveis do coeficiente de adensamento *in situ*, quando correlacionado com soluções teóricas, depende da escolha de um valor de Índice de Rigidez (I_r) que adapte de forma correta a distribuição de tensões totais causadas pela cravação do piezocone no solo, a relação da localização do elemento filtrante e o tempo de dissipação. Este I_r pode variar de 50 a 500, quando considerado um depósito natural de argilas moles (SOARES, 1997). No presente trabalho utilizou-se $I_r=100$, recomendado por Lacerda *et al.*, 2005. Estes parâmetros são utilizados para determinação do coeficiente C_h pelo método de Teh e Houlsby (1991), Equações 6 e 7:

$$- C_h = \frac{T^* r^2 \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad \text{ou} \quad \dots(6)$$

$$- T^* = \frac{C_h \cdot t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad \dots(7)$$

Onde:

T^* = Fator tempo em função da porcentagem de dissipação

t_{50} = Tempo de dissipação;

r = Raio do piezocone (em torno de 1,78cm);

I_r = Índice de rigidez ($I_r = G / S_u$).

G = Módulo cisalhante, definido pela equação (11)

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

Onde:

E = Módulo de elasticidade definido pela equação (12). Módulo de Young não drenado obtido através do ensaio CU, usualmente obtido para 50% de tensão de desvio máxima.

ν = Coeficiente de Poisson (valor recomendado = 0,33);

$$- E = 0,015 * (10^{0,55 * I_c + 1,68}) * (q_t - \sigma_{v0}) \quad \dots(9)$$

Onde:

I_c = Índice de classificação do solo;

q_t = Resistência de ponta corrigida;

σ_{v0} = Tensão total vertical.

Houlsby e Teh (1988), observaram que a dissipação de poropressão (U) versus tempo variava em função da posição do elemento poroso no cone, resultando em uma tabela (3) com porcentagem de U relacionados a face do cone (u_1) e a base do cone (u_2), sendo:

Tabela 3 - Fator de tempo T^* em função da porcentagem de dissipação da poropressão (U)

U (%)	Posição do Filtro	
	Face do cone (u_1)	Base do cone (u_2)
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,04	1,6

Fonte: Houlsby e Teh, 1988

A figura 7 indica os locais onde são medidos a resistência de ponta, o atrito lateral e o acréscimo de poropressão (u_1 e u_2), explicando assim, a nomenclatura utilizada na figura 7.

Figura 7 - Ponteiros do cone



Fonte: Adaptado de Queiroz, 2013

3.2.2. Resistência ao Cisalhamento não-drenada (S_u)

O conhecimento detalhado sobre a resistência não drenada é de fundamental importância para análise da estabilidade de obras, principalmente em depósitos de solos argilosos. Várias técnicas podem ser empregadas para obtenção deste valor, sendo que as mais utilizadas são os ensaios de laboratório, ensaios de campo e correlações (NAVARRO, 2004). A determinação de S_u através do ensaio de cone é

normalmente realizada a partir de métodos empíricos, derivados do conceito de capacidade de carga (SOARES, 1997).

3.2.2.1. Ensaio de Palheta

O ensaio de palheta é referência para a obtenção da resistência não drenada *in situ*, Chandler (1988) e Coutinho *et al.* (2000). O ensaio é normalizado pela NBR 10905/89, sendo o valor de S_u obtido pela seguinte equação:

$$- S_u = \frac{(0,86 \times T)}{\pi \times D_p^3} \quad \dots(10)$$

Onde:

T - O máximo valor de Torque medido (N.m);

D_p – diâmetro da palheta.

Para o cálculo algumas hipóteses devem ser analisadas: condição não-drenada, solo isotrópico e resistência constante no entorno da palheta, Chandler (1988) e Coutinho *et al.* (2000).

Com base em uma retro análise feita por Bjerrum (1973), propõe-se uma correção do valor de ensaio de palheta para o uso específico em aterros de solos moles. Esta correção é feita para obtenção da resistência a ser usada em projeto.

$$- S_{u(\text{projeto})} = \mu \cdot S_{u(\text{palheta})} \quad \dots(11)$$

Onde:

μ - fator de correção.

3.2.2.2. Novo método proposto por Mantaras, Odebrecht, Schnaid (2014)

O novo método proposto por Mantaras, Odebrecht e Schnaid no 3° *International Symposium on Cone Penetration Testing*, apresentado em Las Vegas/USA (2014), foi utilizado para obtenção de valores de S_u nesta pesquisa. Este método foi desenvolvido com a intenção de relacionar a dissipação do excesso de poropressão do piezocone

(u) com a resistência não drenada do solo (S_u). Segundo os autores, em solos coesivos os parâmetros u e S_u dependem das mesmas variáveis (rigidez do solo, estado de tensão do solo), então esses podem ser correlacionados, resultando em dados consistentes.

A equação 13, foi desenvolvida através de derivações matemáticas com a intenção de demonstrar a proporção de excesso de poro-pressão máxima normalizada, medida durante o teste de dissipação. Tendo que a resistência ao cisalhamento não drenada oscila em torno de um valor médio, podendo ser apresentada em função de um $\Delta u_{m\acute{a}x}$, este valor está ligado a medidas de excesso de poro-pressão máxima da água durante os ensaios de dissipação do CPTU.

$$- S_u = \frac{\Delta u_{max}}{4.2(\mp 0.2) * \log(I_r)} \quad \dots(13)$$

Onde:

$\Delta u_{m\acute{a}x}$. – Poropressão normalizada máxima;

I_r – Índice de rigidez, utilizado para estreitar a faixa de dados previstos.

De acordo com vários pesquisadores a localização do elemento filtrante logo atrás da ponta cônica (base do cone) geram resultados mais confiáveis (SMITS, 1982; CAMPANELLA E ROBERTSON, 1982 E 1988; MANTARAS *et al.*, 2014). Suas justificativas são baseadas nos seguintes tópicos:

- Menores risco de colmatção (preenchimento de vazios com material sedimentar);
- Abrasão e ruptura do elemento filtrante;
- Ampla faixa de poro-pressão;
- Melhor posição da correção de ponta.

Este novo método tem a intenção de estimar a resistência não drenada de testes de dissipação de piezocone de uma forma facilmente aplicável. De acordo com estudos realizados por Mantaras, Odebrecht, Schnaid (2014), esta aplicação é totalmente viável para práticas em engenharia.

A partir desta afirmação, o estudo a seguir tem como objetivo principal mostrar que a partir de uma correlação geotécnica, a poropressão e a resistência não drenada do solo podem ser correlacionadas e então aplicadas de maneira confiável na prática.

Para validação dos resultados, no Capítulo 4 serão comparados os valores de S_u obtidos nos mesmos sítios com o ensaio de referência (palheta) e com o método proposto por Mantaras *et al.*, (2014).

4. RESULTADOS

Análises sobre as propriedades geotécnicas dos solos moles, são realizadas rotineiramente em projetos geotécnicos, utilizando ensaios como o CPTU e Palheta. A partir de estudos realizados com análises numéricas, pode-se criar modelos construtivos e bancos de dados para facilitar o entendimento sobre o comportamento deste tipo de solo, MANTARAS *et al.*, 2014.

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com a interpretação das diferentes curvas de poropressão do ensaio de CPTU. Serão comparados para todas as campanhas estudadas os valores do coeficiente de adensamento horizontal (C_h), obtidos através da metodologia proposta por Houlsby e Teh (1988). Paralelamente é apresentada a comparação entre os valores de S_u , calculados a partir da correlação sugerida por Mantaras, Odebrecht, Schnaid (2014) e o ensaio de palheta, considerado referência na obtenção deste parâmetro.

O método apresentado por Mantaras *et al.*, (2014) especifica que a magnitude da poropressão da água gerada durante a penetração e a dissipação do piezocone é influenciada pela localização do filtro de poropressão e da taxa de penetração. Sendo assim, para os cálculos a seguir apenas os valores encontrados para posição u_2 são válidos, ou seja, onde o elemento filtrante encontra-se posicionado no “ombro” do cone.

A seguir são analisados os valores de S_u e C_h , determinados através de Palheta e CPTU para solos de 18 campos experimentais estudados nesta pesquisa. Os resultados serão apresentados utilizando a divisão das Ilhas de Investigação, sendo que cada Ilha de investigação pertence a uma área de estudo e esta área foi dividida em várias campanhas de ensaios. As verticais destes ensaios foram realizadas em cada local e então agrupadas, obtendo uma análise de resultados conjunta.

Para simplificar a análise e comparação dos resultados, os valores de S_u obtidos através do ensaio de palheta serão denominados pela área analisada com a identificação: _palheta. Os valores de S_u obtidos através do método de Mantaras *et al.*, (2014) serão apresentados apenas com o nome da dissipação; e os ensaios de dissipação do excesso de poropressão serão chamados de DP quando realizados com o CPTU e DS quando realizados com a Sonda Piezométrica.

Vale ressaltar que alguns gráficos iniciais dos ensaios de CPTU foram desprezados, pois durante a cravação do cone, altas tensões verticais e horizontais

são desenvolvidas na luva, podendo resultar em curvas de u_2 X tempo fora do padrão adotado e apresentado na figura 6, o que acarreta em valores de resistência muito altos, ou então valores negativos.

Nos anexos de A-R apresenta-se detalhadamente através de tabelas todos os cálculos realizados em cada ensaio para obtenção dos gráficos apresentados a seguir.

4.1. Centro Metropolitano – CM 1

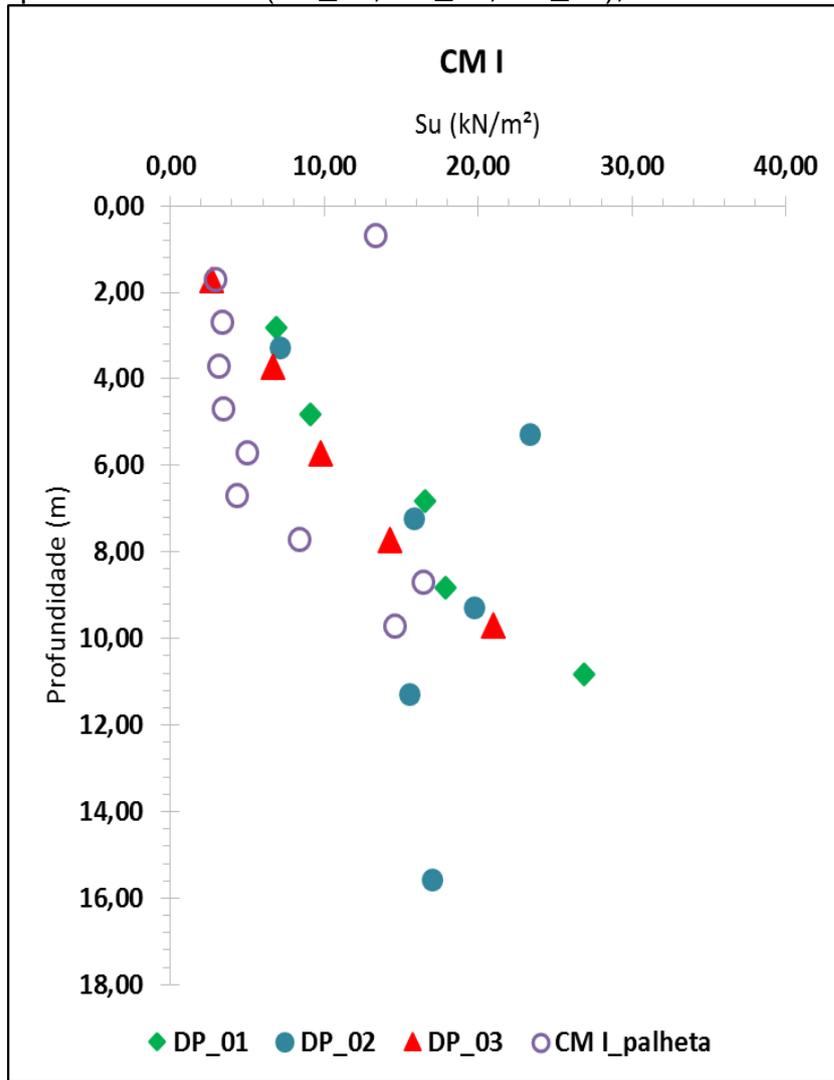
A primeira região de estudo apresentada é o Centro Metropolitano 1, denominado por CM 1. Esta campanha é composta por 16 ensaios sendo estes divididos em: DP_01, DP_02 e DP_03.

Os resultados dos ensaios de palheta e das dissipações de excesso de poropressão neste sítio, Figura 8 (a), apresentam uma variabilidade maior. Esse fato ocorre praticamente de forma isolada, já que nos outros sítios analisados os resultados foram muito semelhantes. Não é possível explicar com exatidão o motivo desta diferença de valores. Uma explicação possível seria que as verticais de ensaios foram realizadas na mesma obra, porém com uma distância entre elas o suficiente para alterar as características do perfil do subsolo que cada uma prospectou.

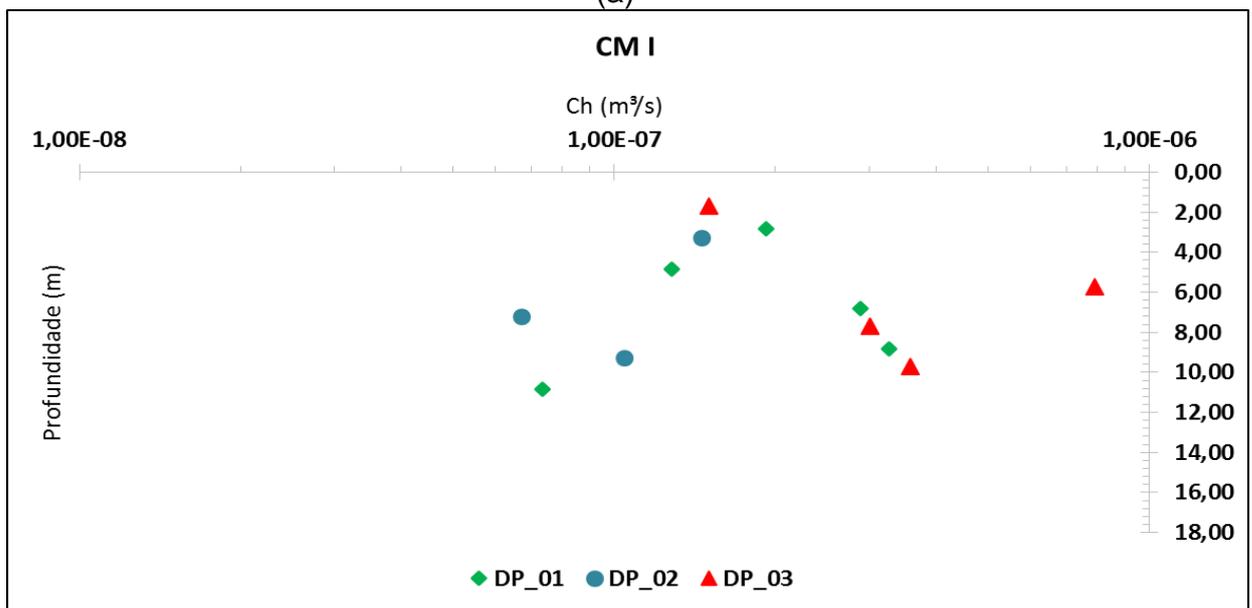
Os valores teóricos, Figura 8 (a): S_u variando de 2,69 a 26,92 (kN/m²), em profundidades 1,71 e 15,57 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,95 a 16,47 (kN/m²), em 0,70 e 9,70 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 8 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,36E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $1,00E^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $6,34E^{-07}$ (m²/s).

Figura 8 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito de CM – I (DP_01, DP_02, DP_03), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.2. Centro Metropolitano – CM 2

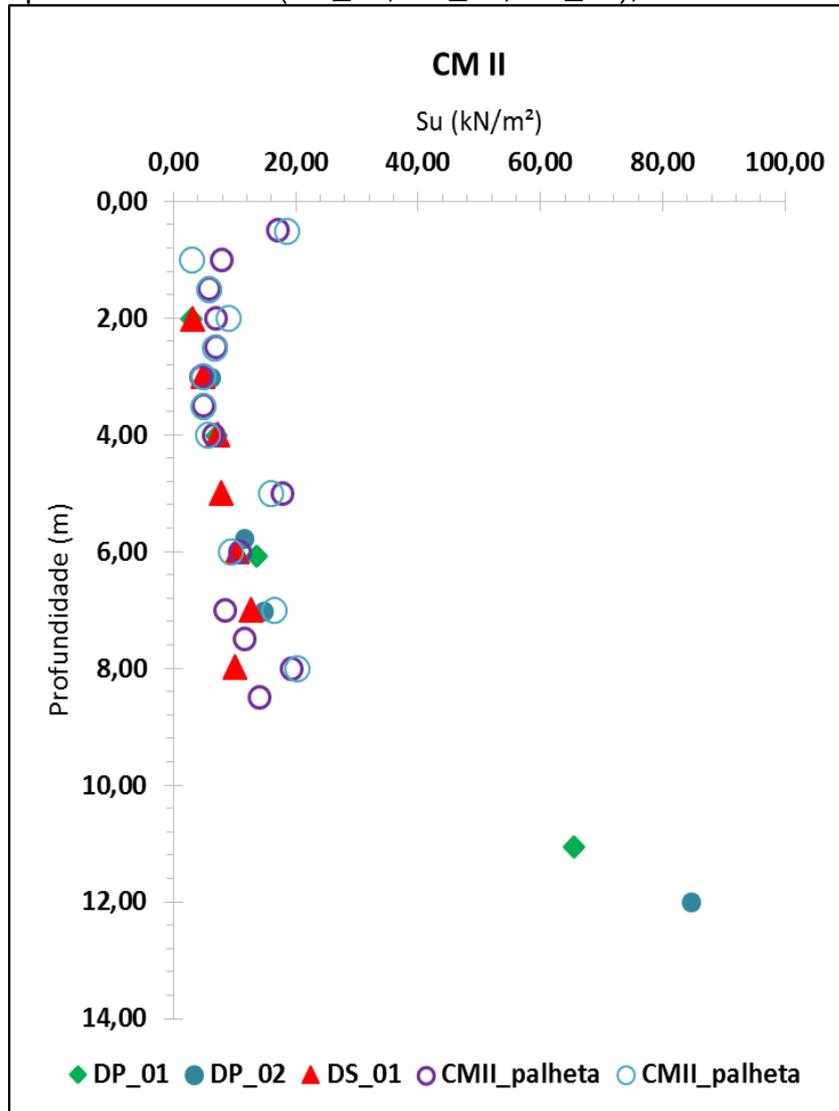
A segunda região de estudo apresentada é o Centro Metropolitano 2, denominado por CM 2. Esta campanha é composta por 15 ensaios sendo estes divididos em: DP_01, DP_02 e DS_01. A partir dos dados apresentados na Figura 9 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade apresentam uma concordância de resultados, tendo uma mesma ordem de grandeza para os valores obtidos por palheta e pela correlação.

Pode-se observar que nesta região os valores se sobrepõe de maneira satisfatória. Até os 9,0 m de profundidade o solo possui uma melhor resistência, com valores máximos na ordem de 20 kPa. Para os ensaios de dissipação realizados na profundidade de 11 e 12m, mostram um solo com maior resistência ao cisalhamento, explicando os marcadores que estão fora da concordância de valores.

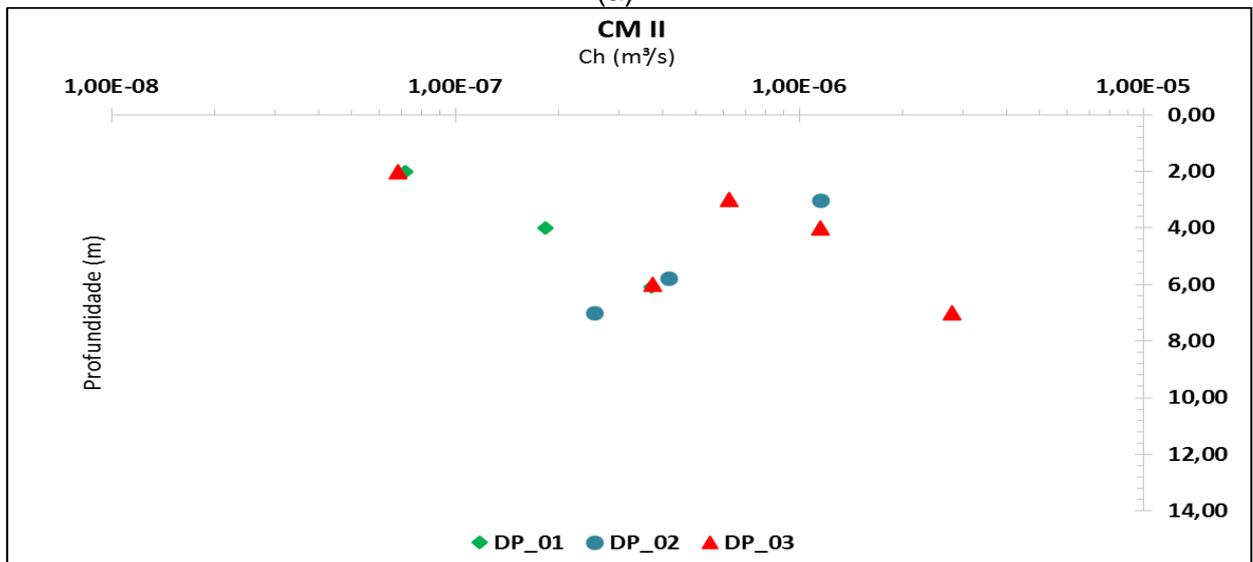
Os valores teóricos, Figura 9 (a): S_u variando de 2,94 a 84,52 (kN/m²), em profundidades 1,71 e 15,57 (m), respectivamente, porém para análise considera-se apenas valores próximos de 20 kPa. Já os valores de palheta: 2,95 a 16,47 (kN/m²), em 0,70 e 9,70 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 9 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,36E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $1,00E^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $1,82E^{-05}$ (m²/s).

Figura 9 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito de CM – II (DP_01, DP_02, DS_01), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.3. Gleba

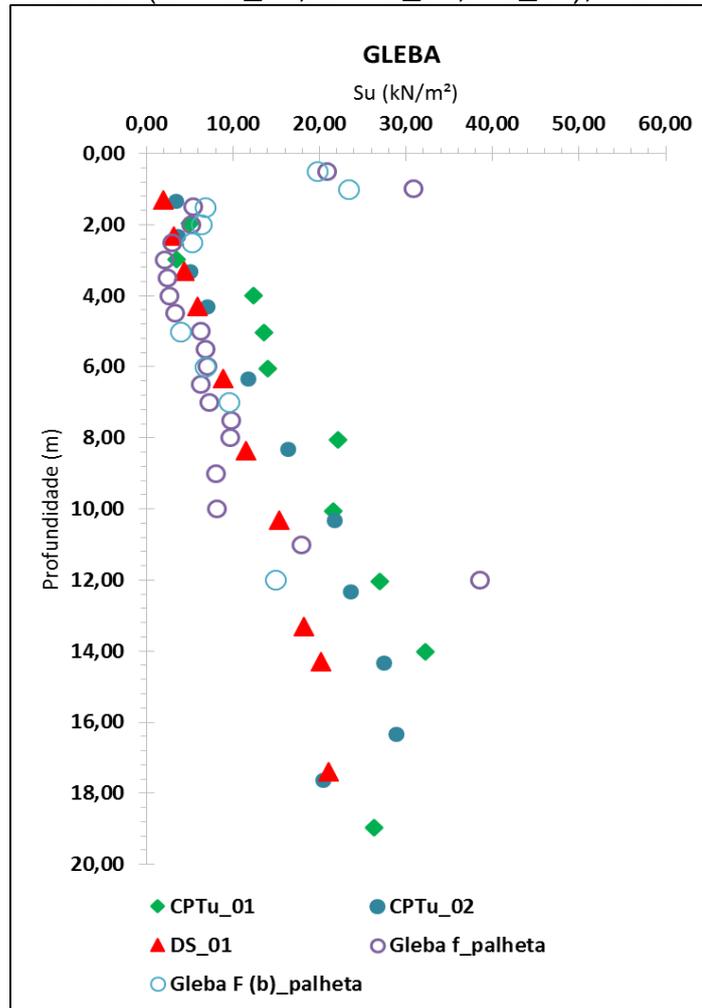
A terceira região de estudo apresentada é a Gleba. Esta campanha é composta por 31 ensaios sendo estes divididos em: CPTU_01, CPTU_02 e DS_01. A partir dos dados apresentados na Figura 10 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade apresentam concordância de resultados, tendo uma mesma ordem de grandeza para os valores obtidos por palheta e pela correlação.

Pode-se observar que nesta região os valores se sobrepõe de maneira satisfatória, apresentando um aumento de valores ao longo da profundidade. Porém, os valores referências de Palheta, vão até uma profundidade máxima de 12,00 metros.

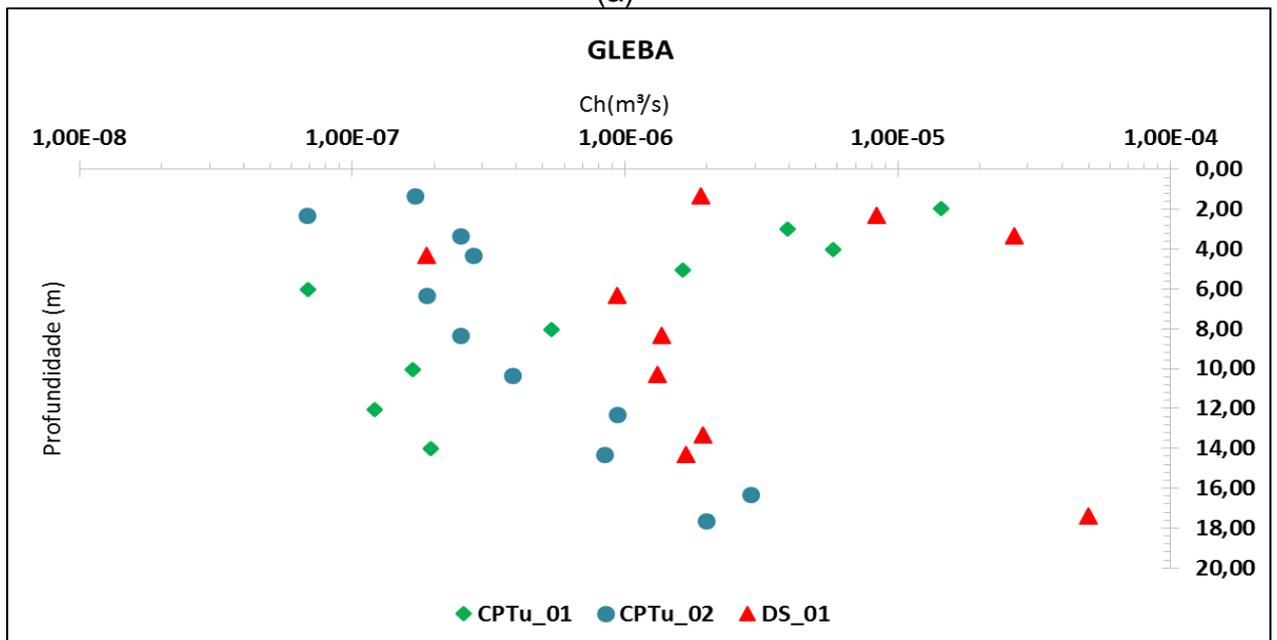
Os valores teóricos, Figura 10 (a): S_u variando de 1,98 a 32,26 (kN/m²), em profundidades 1,31 e 18,98 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,10 a 38,52 (kN/m²), em 0,5 e 12,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 10 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $6,88E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $2,78E^{-04}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $1,31E^{-05}$ (m²/s).

Figura 10 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito Gleba (CPTU_01, CPTU_02, DS_01), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

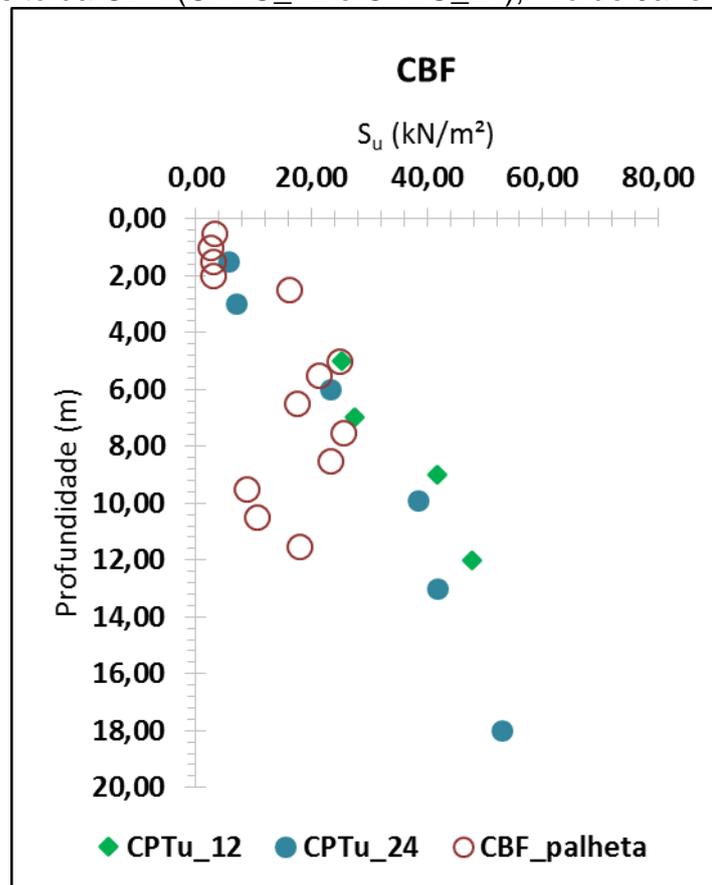
4.4. CBF

A quarta região de estudo apresentada é a CBF. Esta campanha é composta por 10 ensaios sendo estes divididos em: CPTU_12 e CPTU_24. A partir dos dados apresentados na Figura 11 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade a partir dos 8,0 m de profundidade apresentaram discrepâncias. Neste caso seria necessário um estudo de outros parâmetros para verificar se a partir desta profundidade os ensaios foram realizados em camada de argila ou camada de areia argilosa.

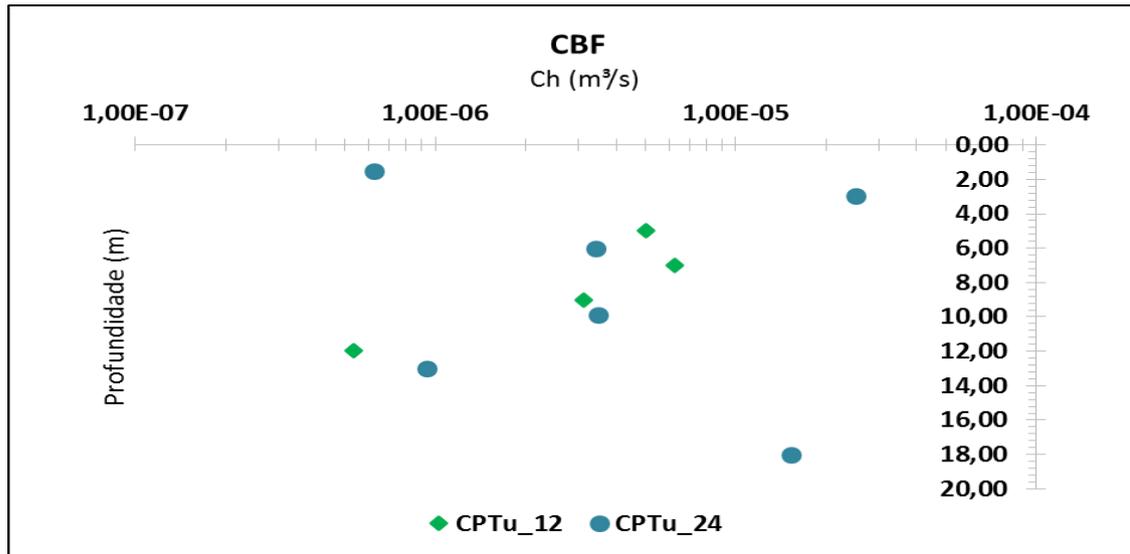
Os valores teóricos, Figura 11 (a): S_u variando de 5,71 a 52,98 (kN/m²), em profundidades 1,52 e 18,01 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,58 a 25,42 (kN/m²), em 1,0 e 7,50 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 11 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $9,38E^{-07}$ (m²/s) e um máximo de $1,53E^{-05}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $6,37E^{-06}$ (m²/s).

Figura 11 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) C_h em função da profundidade (m); para o depósito da CBF (CPTU_12 e CPTU_24), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

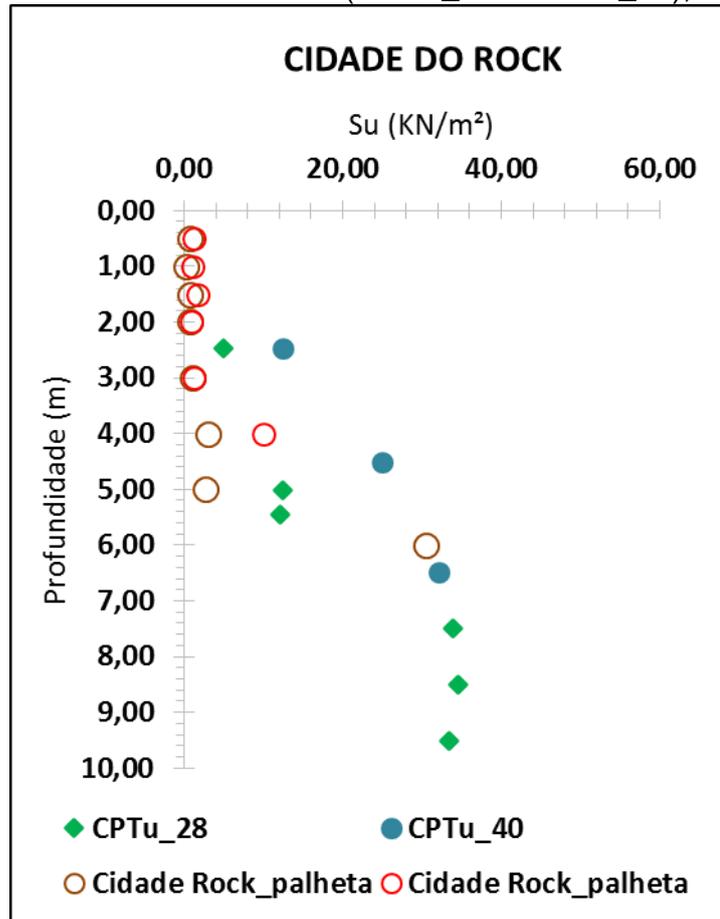
4.5. Cidade do Rock

A quinta região de estudo apresentada é a Cidade do Rock. Esta campanha é composta por 9 ensaios sendo estes divididos em: CPTU_28 e CPTU_40. A partir dos dados apresentados na Figura 12 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade, se fossem aplicados nas mesmas profundidades poderiam seguir uma concordância de resultados, pois os ensaios de palheta foram realizados em pequenas profundidades, o que dificulta a comparação.

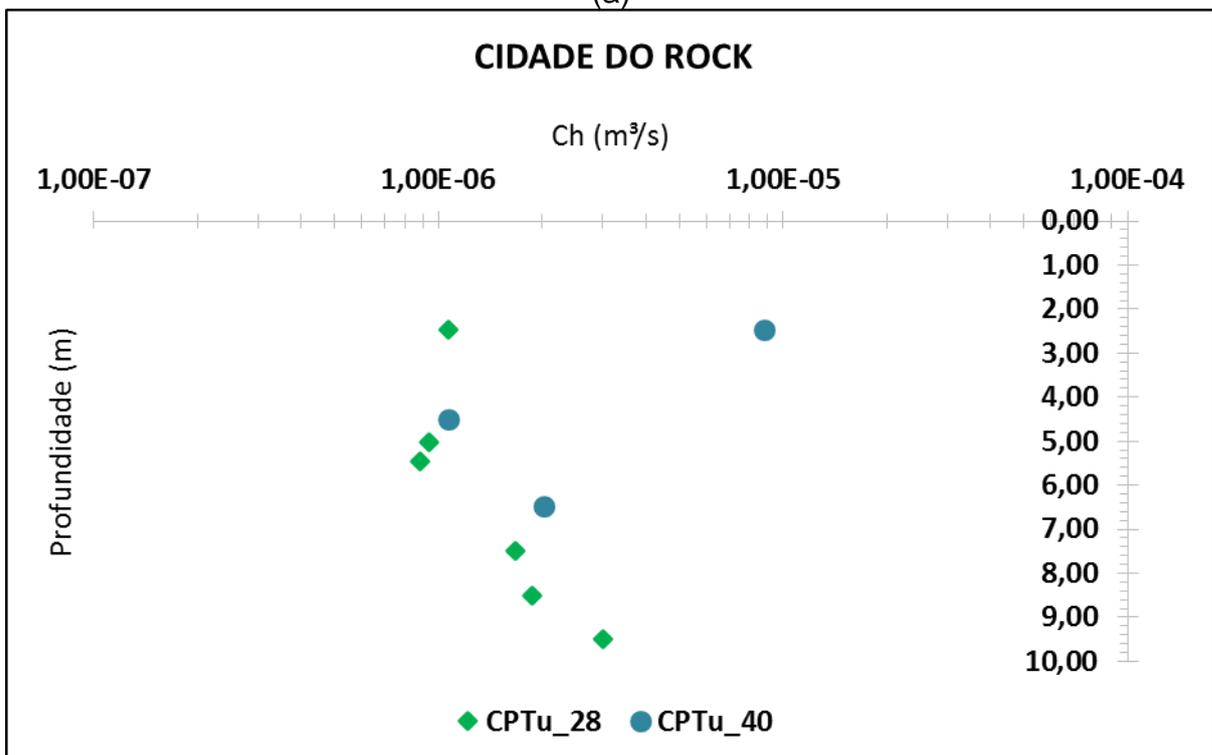
Os valores teóricos, Figura 12 (a): S_u variando de 4,98 a 34,52 (kN/m²), em profundidades 2,48 e 9,50 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 0,29 a 30,40 (kN/m²), em 1,0 e 6,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 12 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $9,38E^{-07}$ (m²/s) e um máximo de $1,07E^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $2,37E^{-06}$ (m²/s).

Figura 12 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Cidade do Rock (CPTu_28 e CPTu_40), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.6. João Fortes

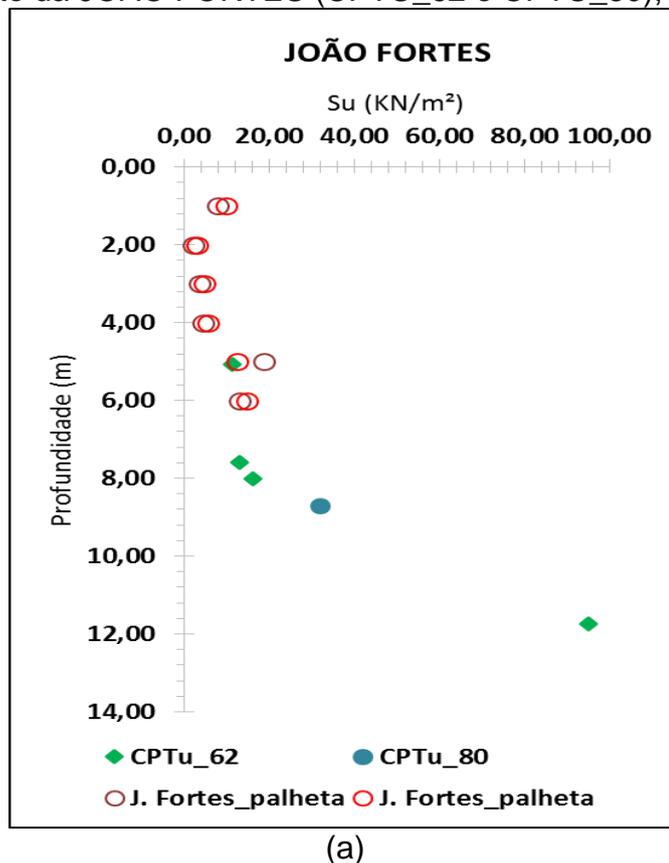
A sexta região de estudo apresentada é a João Fortes. Esta campanha é composta por 5 ensaios sendo estes divididos em: CPTU_62 e CPTU_80. A partir dos dados apresentados na Figura 13 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade, se fossem aplicados nas mesmas profundidades poderiam seguir uma concordância de resultados, pois os ensaios de palheta foram realizados em pequenas profundidades, o que dificulta a comparação.

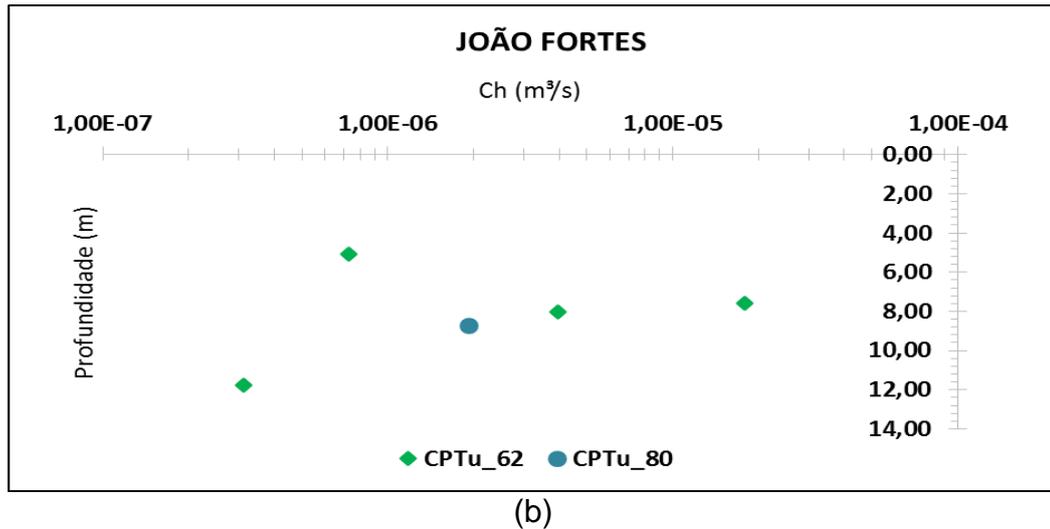
Acredita-se que o pequeno número de pontos não é suficiente para confirmar esta tendência, sendo necessário a realização de alguns estudos complementares e o uso de novas correlações para esta região.

Os valores teóricos, Figura 13 (a): S_u variando de 11,43 a 95,24 (kN/m²), em profundidades 5,06 e 11,74 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,13 a 12,99 (kN/m²), em 2,0 e 6,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 13 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,28E^{-07}$ (m²/s) e um máximo de $1,79E^{-05}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $4,96E^{-06}$ (m²/s).

Figura 13 -- (a) S_u em função da profundidade (m); (b) C_h em função da profundidade (m); para o depósito da JOÃO FORTES (CPTU_62 e CPTU_80), Rio de Janeiro.





Fonte: elaboração própria

4.7. Rio Massa

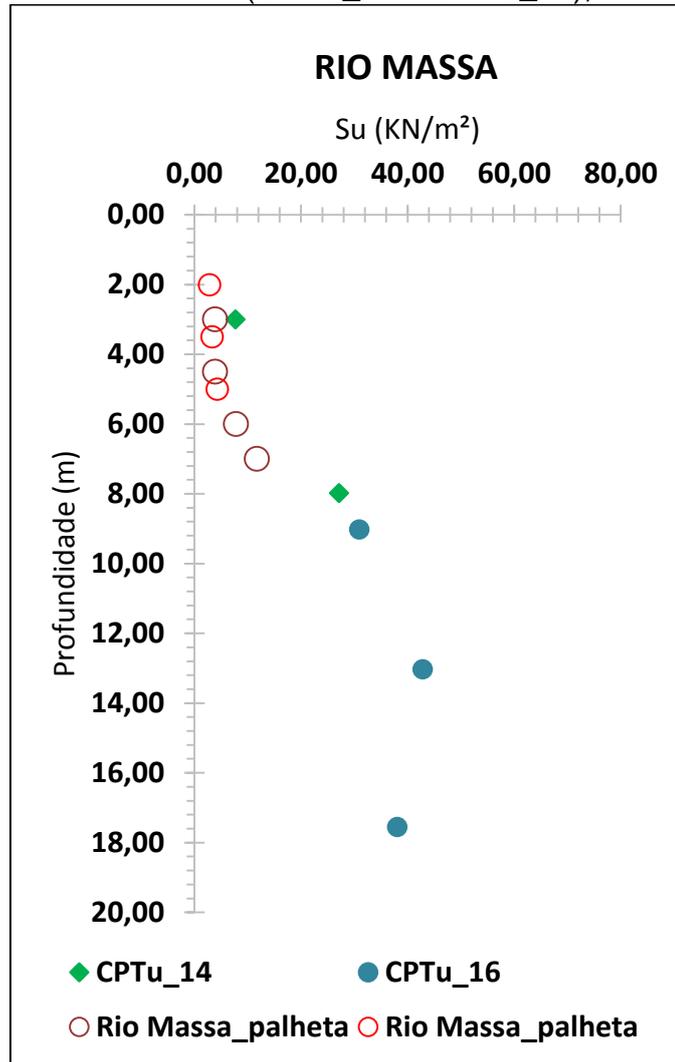
A sétima região de estudo apresentada é a Rio Massa. Esta campanha é composta por 5 ensaios sendo estes divididos em: CPTU_14 e CPTU_16. A partir dos dados apresentados na Figura 14 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade, se aplicados nas mesmas profundidades poderiam seguir uma concordância de resultados, no entanto os ensaios de palheta foram realizados em pequenas profundidades, dificultando a comparação.

Neste caso, também se acredita que o pequeno número de pontos não é suficiente para confirmar esta tendência, sendo necessário a realização de alguns estudos complementares e o uso de novas correlações para esta região.

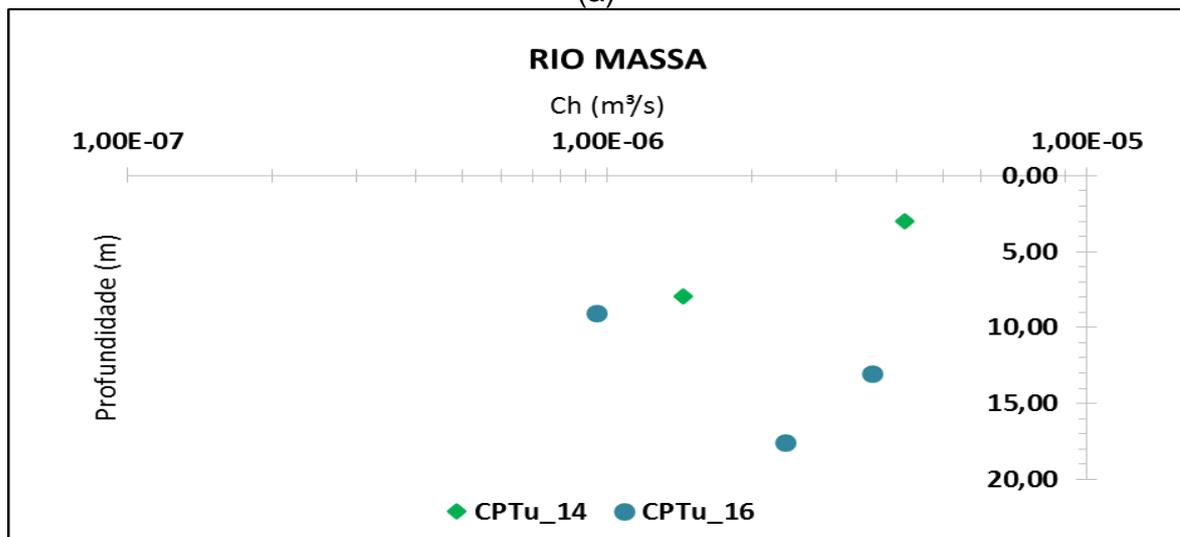
Os valores teóricos, Figura 14 (a): S_u variando de 7,74 a 42,86 (kN/m^2), em profundidades 3,00 e 13,03 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,84 a 11,76 (kN/m^2), em 2,0 e 7,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 14 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $9,50E-07$ (m^2/s) e um máximo de $1,44E-06$ (m^2/s). O valor médio de C_h para esta região é de $2,50E-06$ (m^2/s).

Figura 14 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Rio Massa (CPTU_14 e CPTU_16), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria
4.8. Vila Olímpica

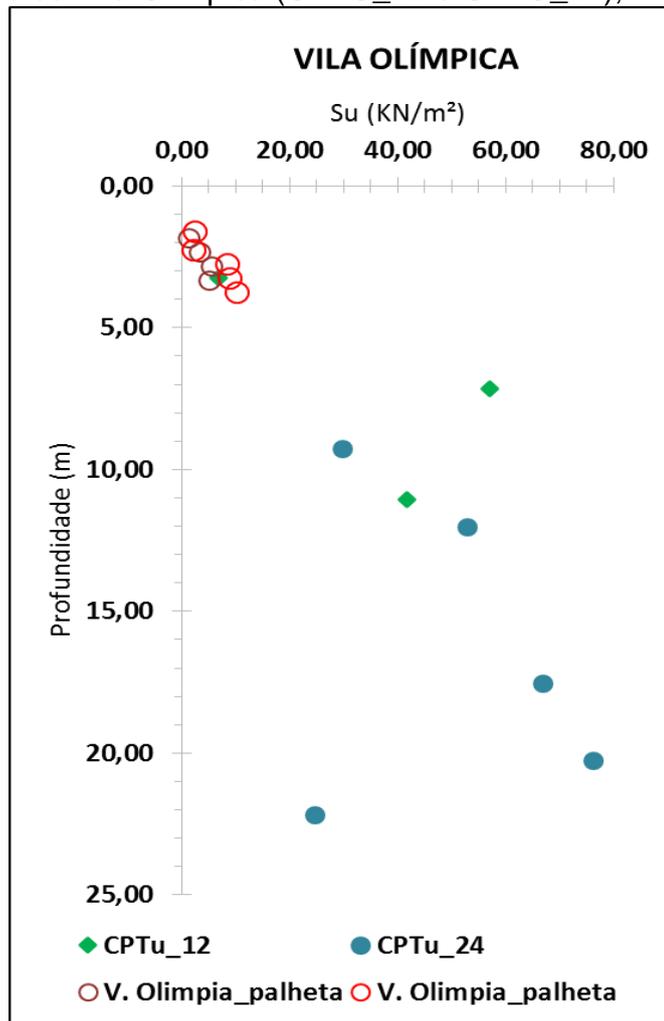
A oitava região de estudo apresentada é a Vila Olímpica. Esta campanha é composta por 9 ensaios sendo estes divididos em: CPTU_12 e CPTU_24. A partir dos dados apresentados na Figura 15 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade, se aplicados nas mesmas profundidades poderiam seguir uma concordância de resultados, no entanto os ensaios de palheta foram realizados em pequenas profundidades, dificultando esta comparação.

Acredita-se que o pequeno número de pontos não é suficiente para confirmar esta tendência. O indicado é que estudos complementares e o uso de novas correlações sejam realizadas para esta região.

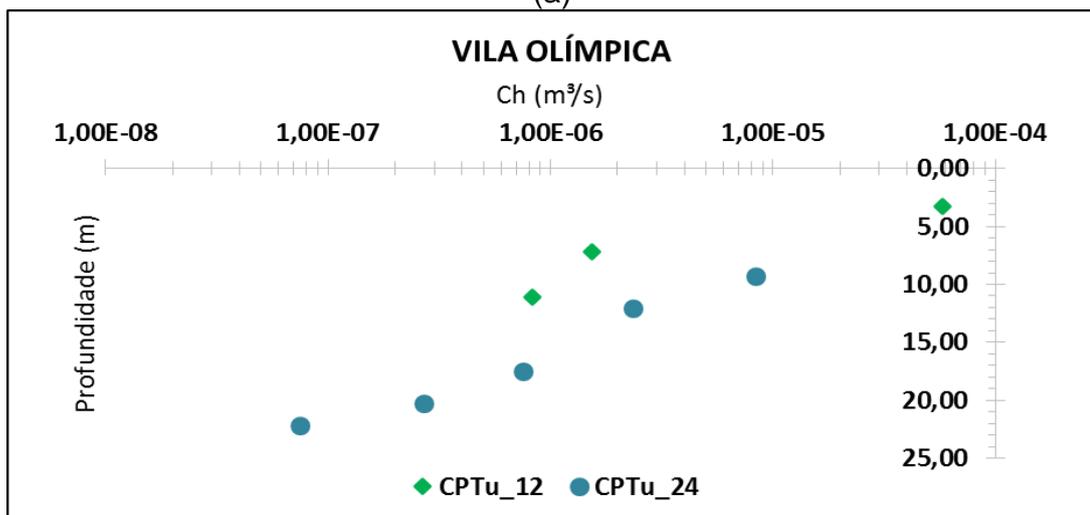
Os valores teóricos, Figura 15 (a): S_u variando de 6,79 a 66,90 (kN/m²), em profundidades 3,25 e 22,18 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,30 a 10,28 (kN/m²), em 2,26 e 3,76 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 15 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,50E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $5,57E^{-05}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $8,98E^{-06}$ (m²/s).

Figura 15 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Vila Olímpica (CPTU_12 e CPTU_24), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.9. Recreio

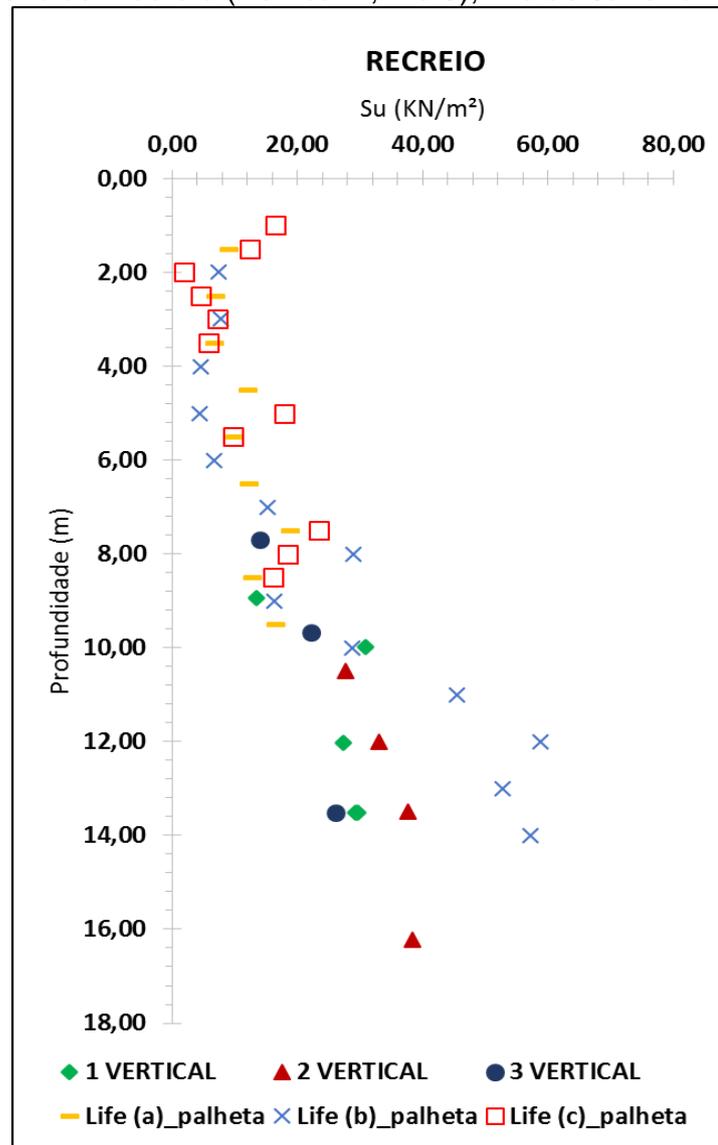
A nona região de estudo apresentada é o Recreio Life, denominado por Recreio. Esta campanha é composta por 12 ensaios sendo estes divididos em: Vertical 1, 2 e 3. A partir dos dados apresentados na Figura 16 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade apresentam uma concordância de resultados, tendo uma mesma ordem de grandeza para os valores obtidos por palheta e pela correlação.

Pode-se observar que nesta região os valores se sobrepõe de maneira satisfatória. Até os 11,0 m de profundidade o solo possui uma melhor resistência, com valores máximos na ordem de 35 kPa. Os ensaios de dissipação realizados na profundidade de 11 e 15m mostram um solo com maior resistência ao cisalhamento, explicando os marcadores que estão fora da concordância de valores.

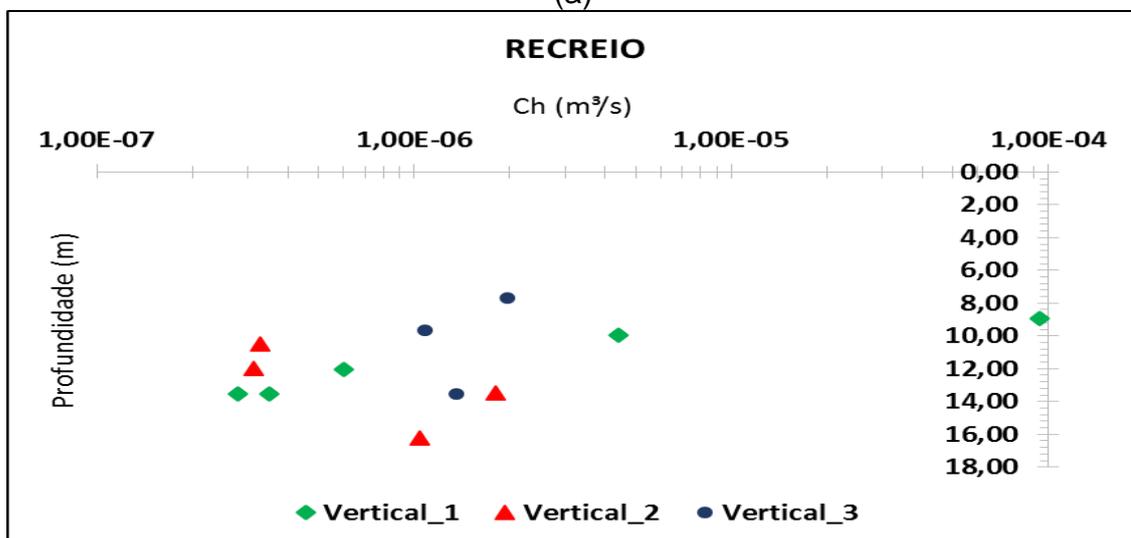
Os valores teóricos, Figura 16 (a): S_u variando de 13,39 a 38,33 (kN/m²), em profundidades de 8,94 e 16,22 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 1,84 a 58,83 (kN/m²), em 2,00 e 12,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 16 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $6,00E^{-07}$ (m²/s) e um máximo de $9,38E^{-05}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $8,90E^{-06}$ (m²/s).

Figura 16 – (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Recreio (Vertical 1, 2 e 3), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.10. Panela

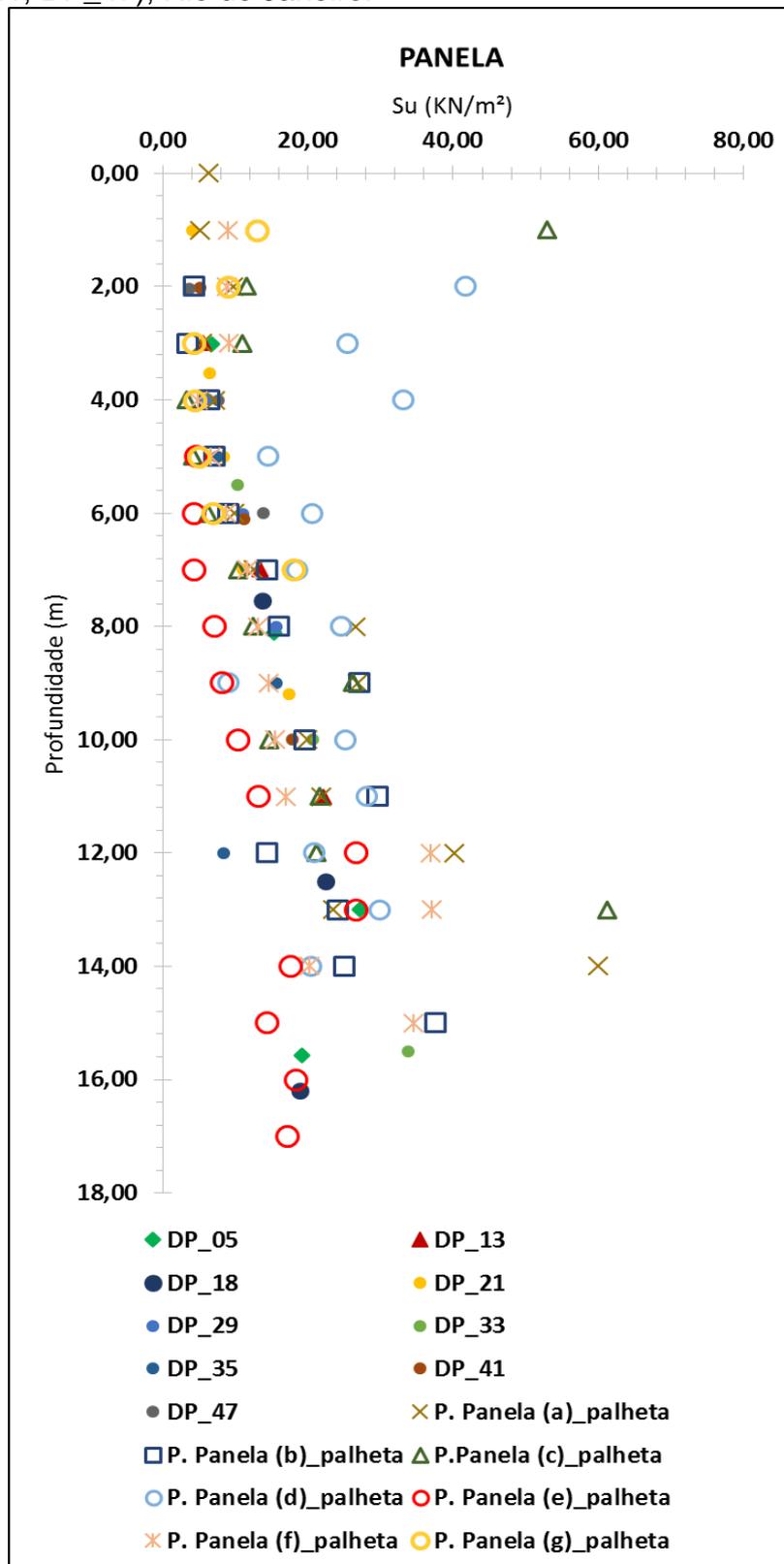
A décima região de estudo apresentada é a Pedra da Panela, denominado por Panela. Esta campanha é composta por 30 ensaios sendo estes divididos em: DP_05, DP_13, DP_18, DP_21, DP_29, DP_33, DP_35, DP_41 e DP_47. A partir dos dados apresentados na Figura 17 (a) é possível verificar que os valores de resistência x profundidade apresentam concordância de resultados, tendo uma mesma ordem de grandeza para os valores obtidos por palheta e pela correlação.

Pode-se observar que nesta região os valores se sobrepõe de maneira satisfatória, tendo apenas uma campanha de ensaio de Palheta, representado pelos marcadores circulares azuis, pedra panela (d), variando nas primeiras profundidades (0,00 a 4,00 metros), que podem ser devido a perturbação que ocorre na penetração do tubo.

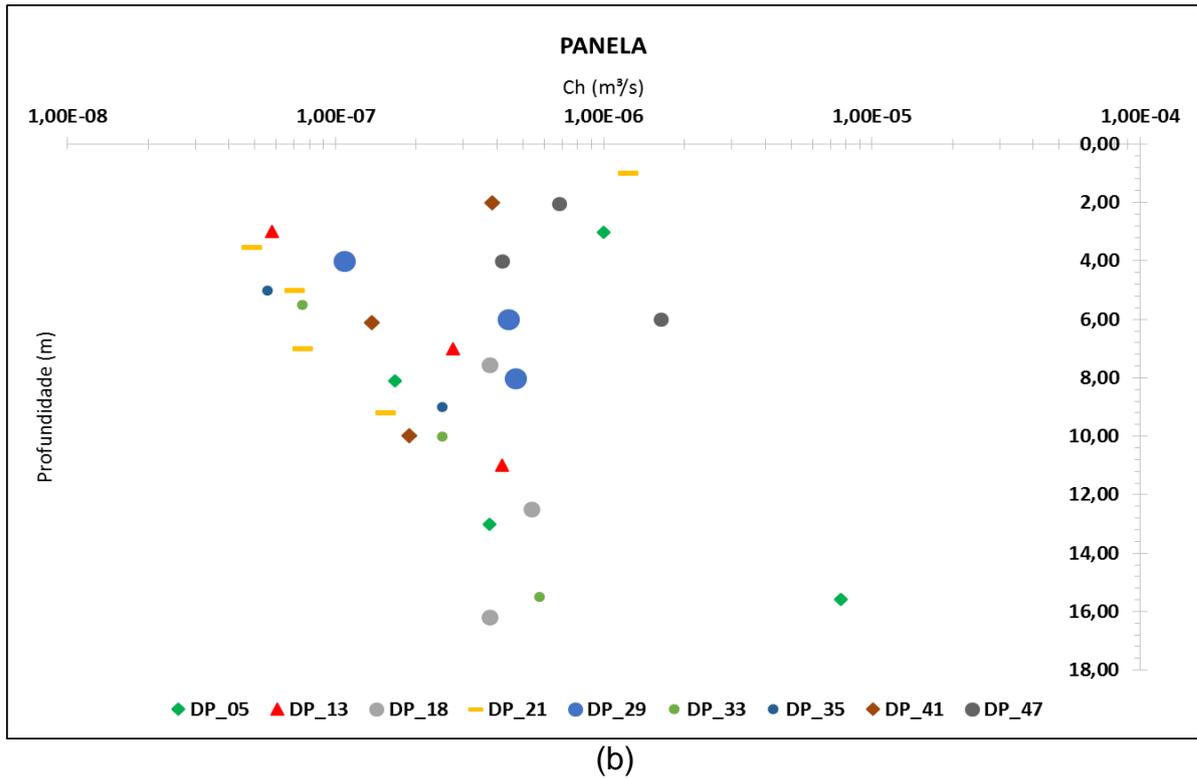
Os valores teóricos, Figura 17 (a): S_u variando de 3,69 a 27,14 (kN/m²), em profundidades de 2,04 e 13,00 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 3,33 a 61,21 (kN/m²), em 4,00 e 13,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 17 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,50E^{-09}$ (m²/s) e um máximo de $1,00E^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $6,16E^{-07}$ (m²/s).

Figura 17 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Panela (DP_05, DP_13, DP_18, DP_21, DP_29, DP_33, DP_35, DP_41, DP_47), Rio de Janeiro.



(a)



Fonte: elaboração própria

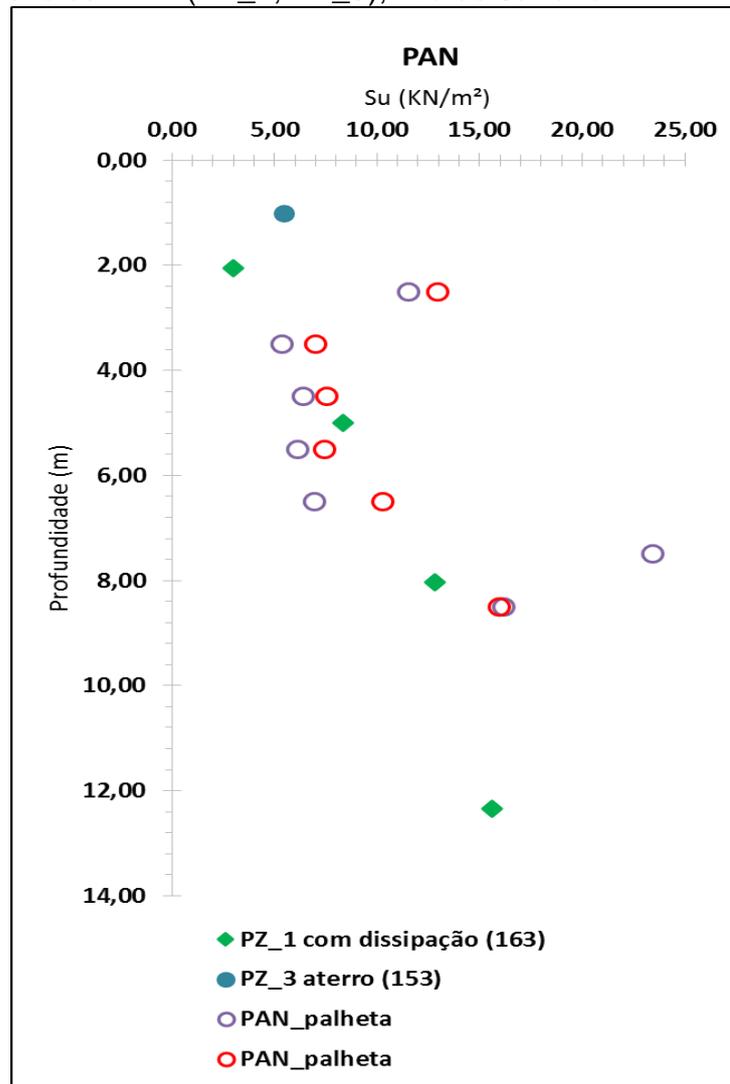
4.11. PAN

A décima primeira região de estudo apresentada é a Vila Panamericana, denominado por PAN. Esta campanha é composta por 6 ensaios sendo estes divididos em: PZ_1, PZ_3 e DS_01. A partir dos dados apresentados na Figura 18 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade apresentam concordância de resultados, tendo uma mesma ordem de grandeza para os valores obtidos por palheta e pela correlação.

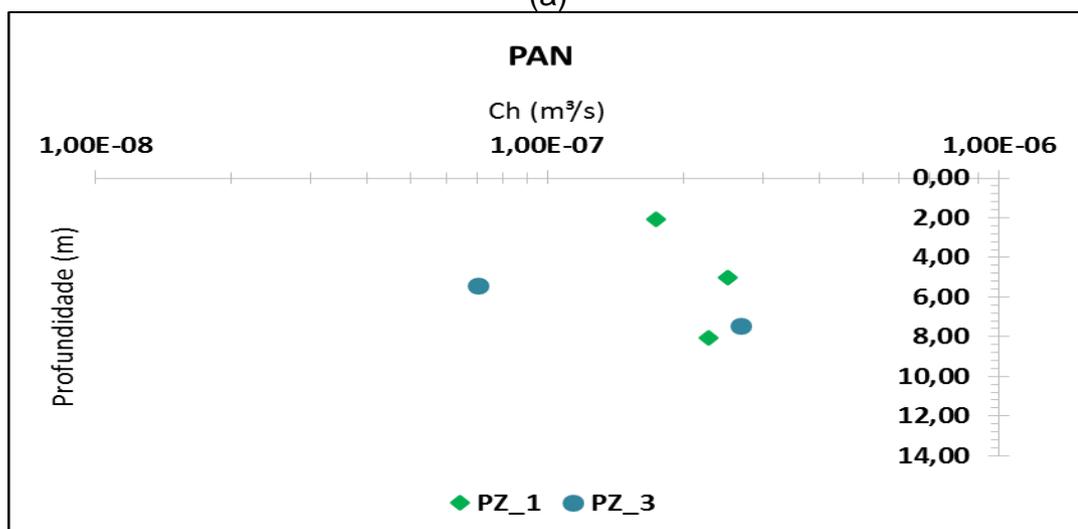
Os valores teóricos, Figura 18 (a): S_u variando de 2,98 a 15,60 (kN/m²), em profundidades 2,06 e 12,34 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 5,37 a 23,45 (kN/m²), em 3,50 e 7,50 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 18 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,05E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $4,69E^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $9,47E^{-07}$ (m²/s).

Figura 18 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da PAN (PZ_1, PZ_3), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

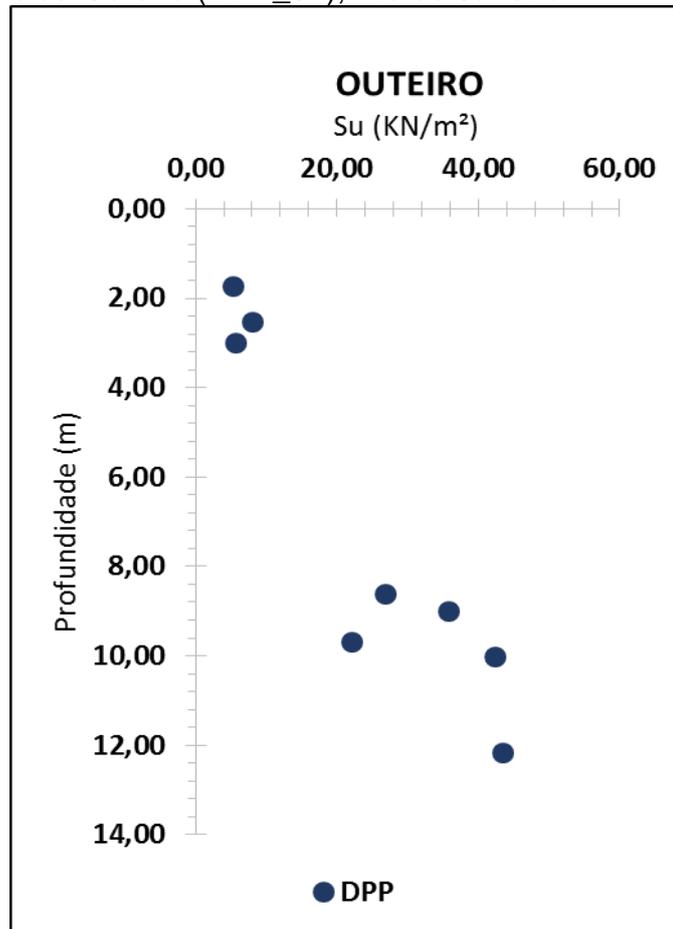
4.12. Outeiro

A décima segunda região de estudo apresentada é o Outeiro. Esta campanha é composta por 8 ensaios sendo estes nomeados DPP. A partir dos dados apresentados na Figura 19 (a) é possível verificar que os valores de resistência x profundidade dos valores de S_u calculado. Esta região não possui dados de palheta para a comparação. Sendo, então, um indicativo da resistência não drenada do depósito.

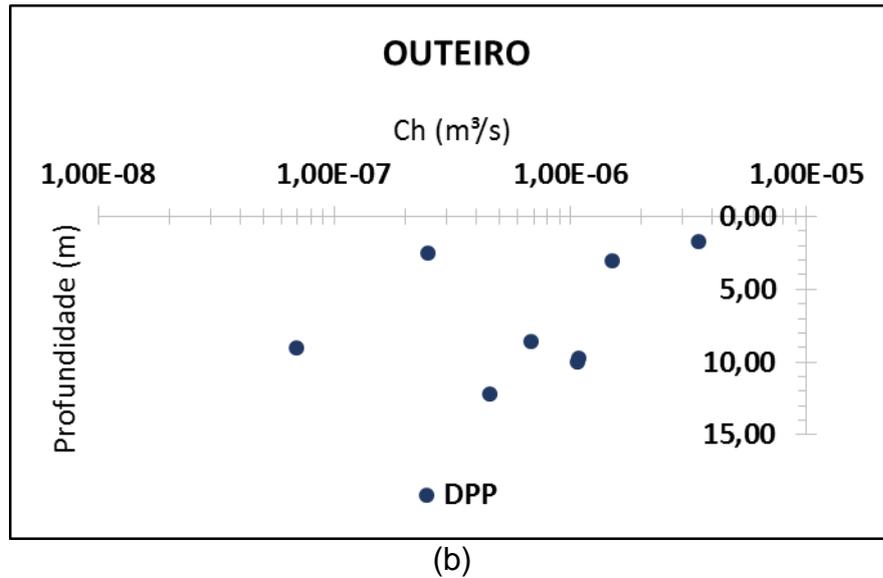
Os valores teóricos, Figura 19 (a): S_u variando de 5,24 a 43,45 (kN/m²), em profundidades 1,73 e 12,16 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 19 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $6,88 \text{ E}^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $1,07 \text{ E}^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $1,1 \text{ E}^{-06}$ (m²/s).

Figura 19 – (a) S_u em função da profundidade (m); (b) C_h em função da profundidade (m); para o depósito da Outeiro (DPP_01), Rio de Janeiro.



(a)



Fonte: elaboração própria

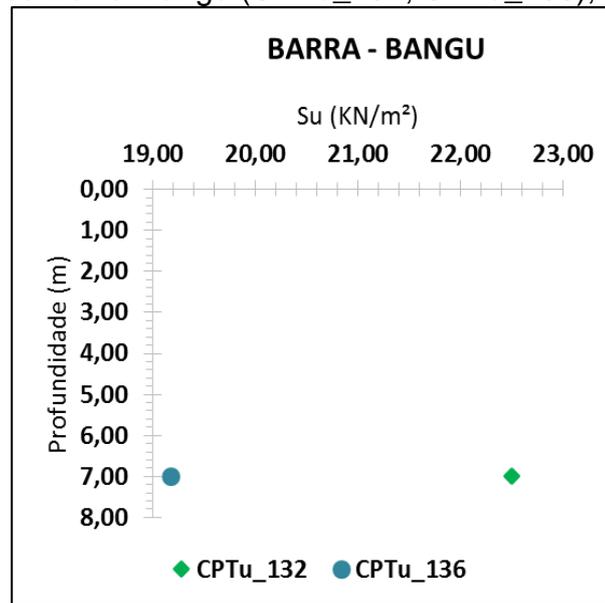
4.13. Barra-Bangu

A décima terceira região de estudo apresentada é o Consórcio Barra-Bangu. Esta campanha é composta por 2 ensaios, sendo estes divididos em: CPTU_132 e CPTU_136. A partir dos dados apresentados na Figura 20 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade dos valores de S_u calculado. Esta região, não possui dados de palheta para a comparação sendo então, um indicativo da resistência não drenada do depósito.

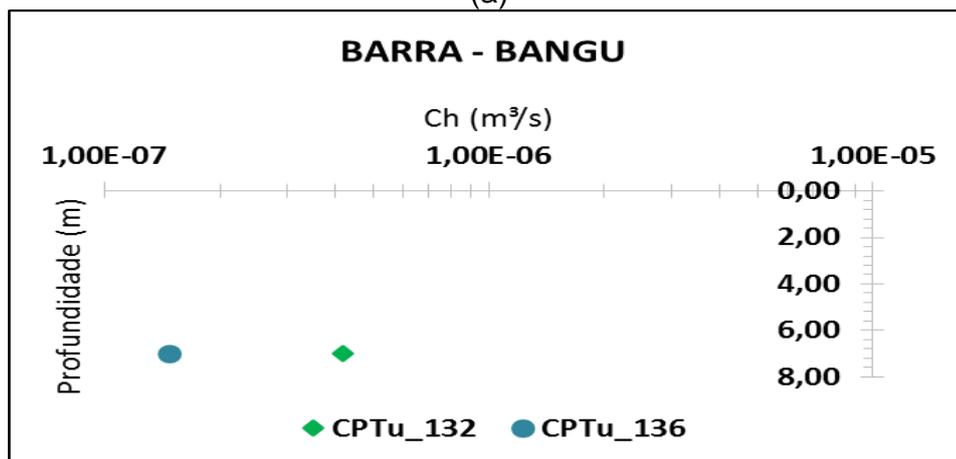
Os valores teóricos de S_u , Figura 20 (a): 22,50 e 19,17 (kN/m²), em uma mesma profundidade de 7,00(m).

A análise de C_h , Figura 20 (b), é feita a partir de dois valores de C_h $4,17E^{-07}$ e $1,47E^{-07}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $2,82E^{-07}$ (m²/s).

Figura 20 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Barra-Bangu (CPTu_132, CPTu_136), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.14. Gleba F – fg

A décima quarta região de estudo apresentada é a Avenida Via Parque, denominado por Gleba F – fg. Esta campanha é composta por 6 ensaios sendo estes divididos em: DPT_17 e DPT_20.

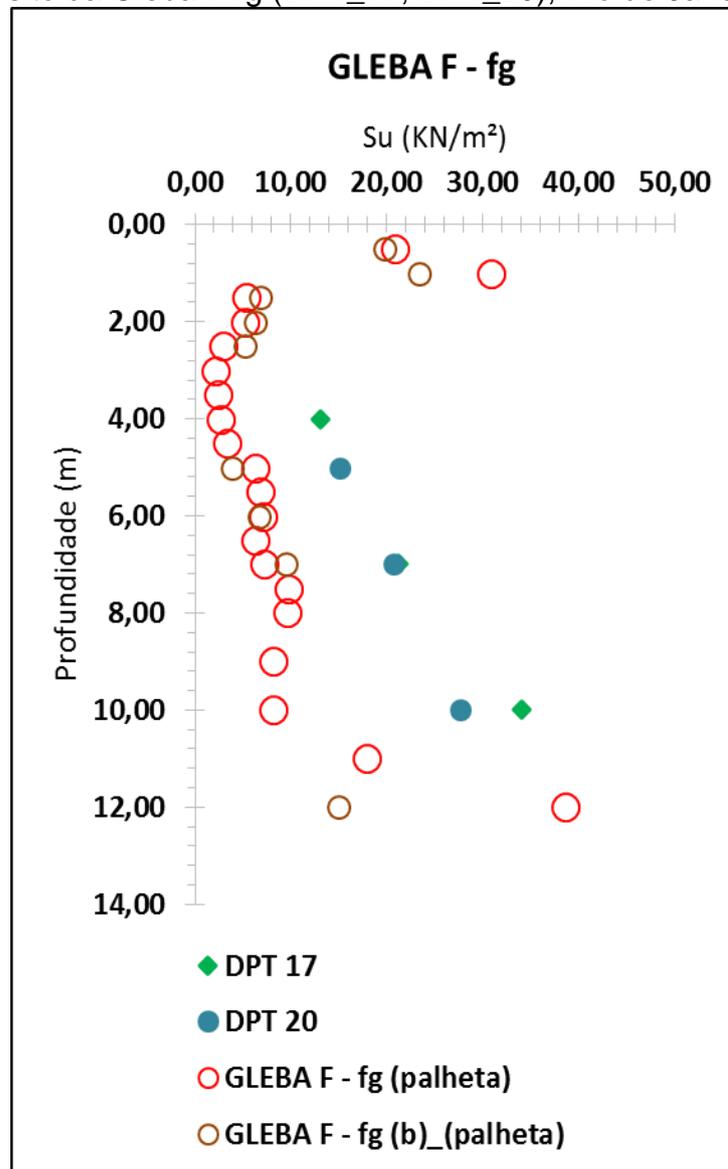
Os resultados dos ensaios de palheta e das dissipações de excesso de poropressão neste sítio, Figura 21 (a), apresentam variabilidade. Esse fato ocorre praticamente de forma isolada, já que nos outros sítios analisados os resultados foram muito semelhantes. Não é possível explicar com exatidão o motivo desta diferença de valores. Uma explicação possível seria que as verticais de ensaios foram realizadas

na mesma obra, porém com uma distância entre elas o suficiente para alterar as características do perfil do subsolo que cada uma prospectou.

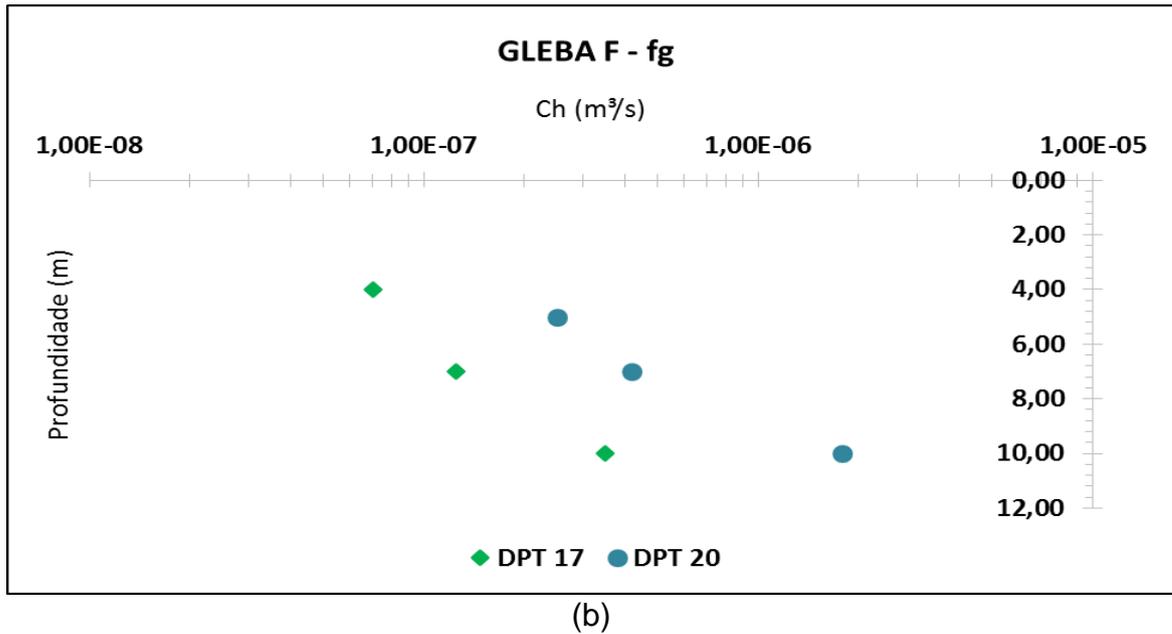
Os valores teóricos, Figura 21 (a): S_u variando de 13,10 a 34,05 (kN/m²), em profundidades 4,00 e 10,00 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 2,10 a 38,52 (kN/m²), em 3,00 e 12,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 21 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $7,08E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $1,79E^{-06}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $4,99E^{-07}$ (m²/s).

Figura 21 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) C_h em função da profundidade (m); para o depósito da Gleba F-fg (DPT_17, DPT_20), Rio de Janeiro.



(a)



Fonte: elaboração própria

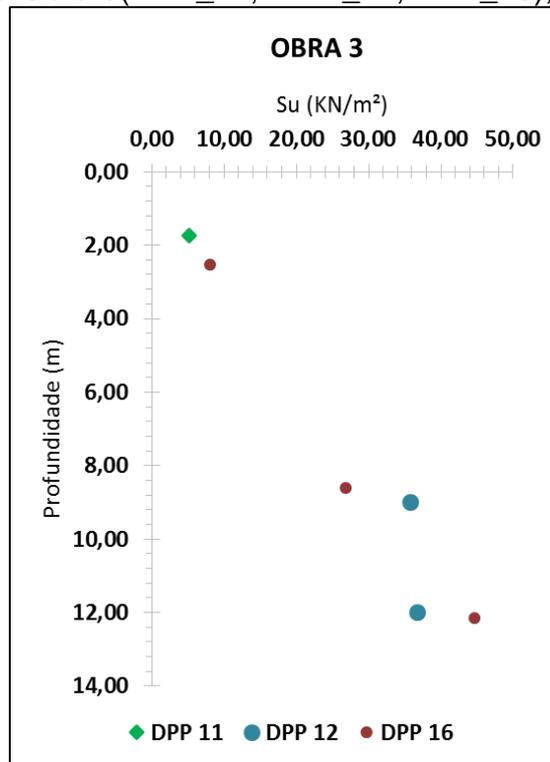
4.15. Obra 03

A décima quinta região de estudo apresentada é a Obra 03. Esta campanha é composta por 3 ensaios, sendo estes divididos em: DPP_11, DPP_12 e DPP_16. A partir dos dados apresentados na Figura 22 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade dos valores de S_u calculado. Esta região não possui dados de palheta para a comparação, sendo então um indicativo da resistência não drenada do depósito.

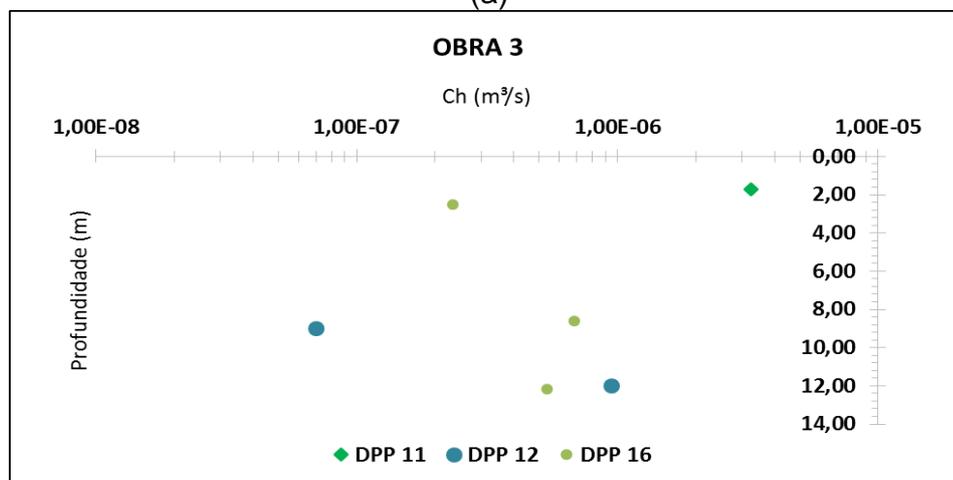
Os valores teóricos de S_u , Figura 22 (a): 5,24 e 44,64 (kN/m^2), em profundidades 1,73 e 12,16 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 22 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $6,95E^{-08}$ (m^2/s) e um máximo de $3,26E^{-06}$ (m^2/s). O valor médio de C_h para esta região é de $9,56E^{-07}$ (m^2/s).

Figura 22 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Obra 3(DPP_11, DPP_12, DPP_16), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

4.16. Centro Metropolitano – CM - fg

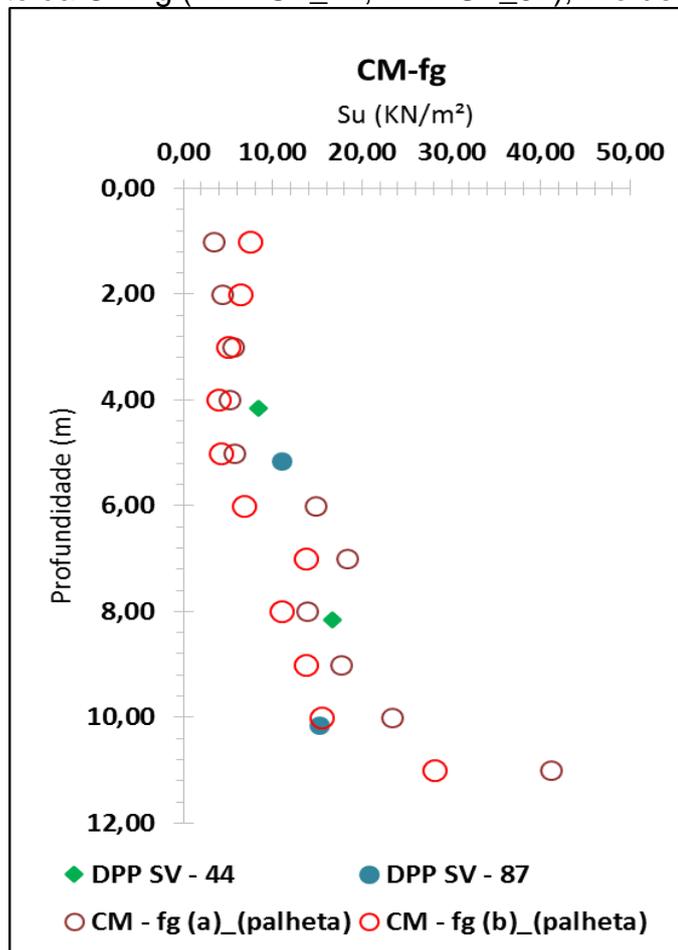
A décima sexta região de estudo apresentada é o Centro Metropolitano, denominado por CM – fg. Esta campanha é composta por 4 ensaios sendo estes divididos em: DPP SV_44 e DPP SV_87. A partir dos dados apresentados na Figura 23 (a), é possível verificar que os valores de resistência x profundidade apresentam uma concordância de resultados, tendo uma mesma ordem de grandeza para os

valores obtidos por palheta e pela correlação. Pode-se observar que nesta região os valores se sobrepõem de maneira satisfatória.

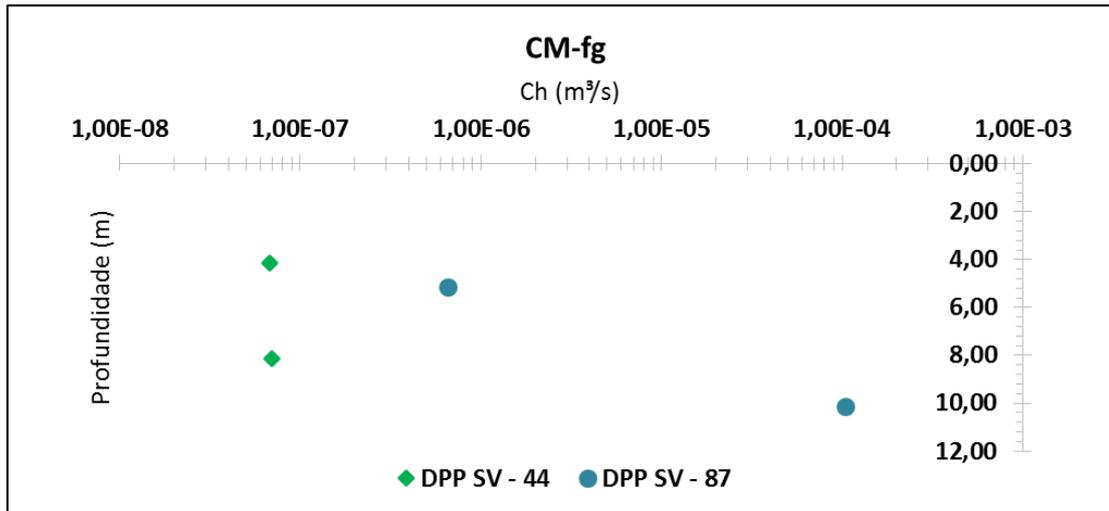
Os valores teóricos, Figura 23 (a): S_u variando de 8,33 a 16,73 (kN/m²), em profundidades 4,15 e 8,15 (m), respectivamente. Já os valores de palheta: 3,34 a 41,13 (kN/m²), em 1,00 e 11,00 (m), respectivamente.

A análise de C_h , Figura 23 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $6,95E^{-08}$ (m²/s) e um máximo de $1,04E^{-04}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $2,63E^{-05}$ (m²/s).

Figura 23 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) C_h em função da profundidade (m); para o depósito da CM-fg (DPP SV_44, DPP SV_87), Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Fonte: elaboração própria

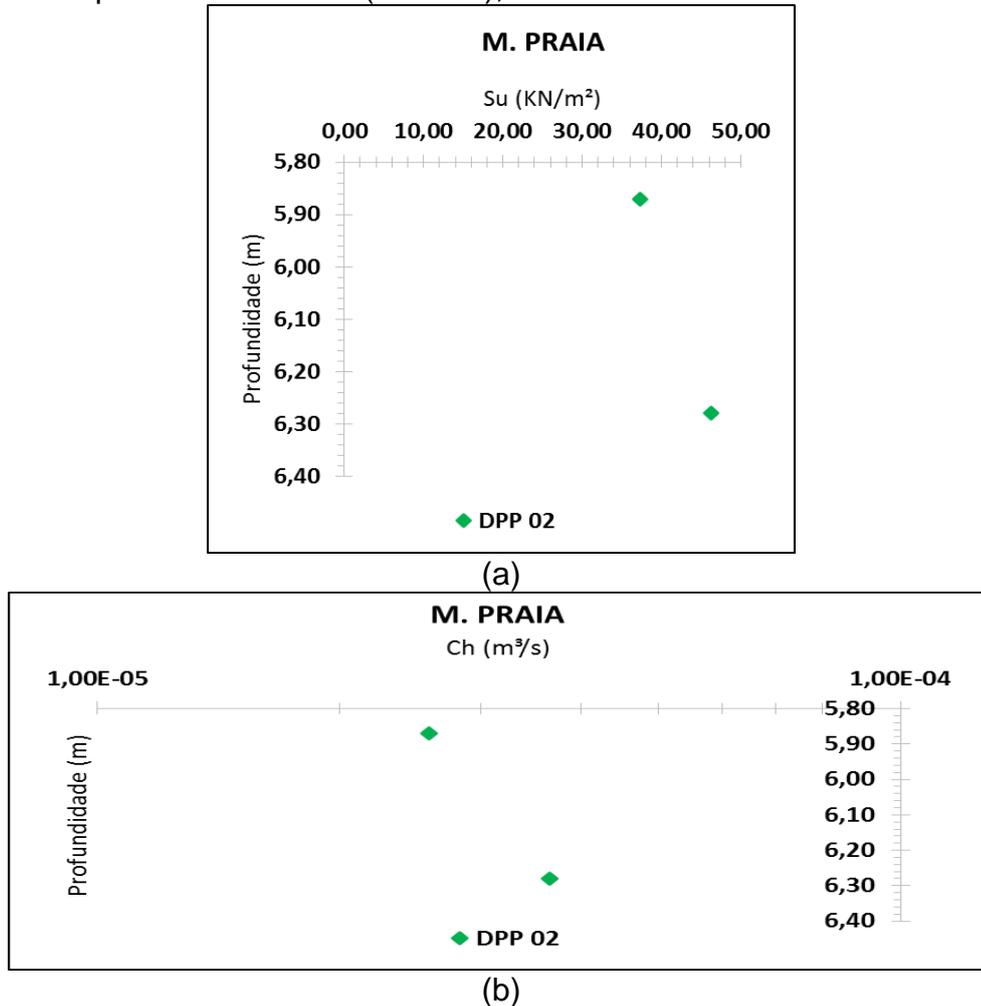
4.17. M. Praia

A décima sétima região de estudo apresentada é o Edifício Minha Praia, denominado por M. Praia. Esta campanha é composta por 2 ensaios sendo estes nomeados DPP_02. A partir dos dados apresentados na Figura 24 (a), é possível verificar que os valores de resistência \times profundidade dos valores de S_u calculado. Esta região não possui dados de palheta para a comparação, sendo então um indicativo da resistência não drenada do depósito.

Os valores teóricos de S_u , Figura 24 (a): 37,26 e 46,31 (kN/m²), em profundidades 5,87 e 6,28 (m) respectivamente.

A análise de C_h , Figura 24 (b), é feita a partir de dois valores de C_h $2,59E^{-05}$ e $3,66E^{-05}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $3,12E^{-05}$ (m²/s).

Figura 24 - (a) S_u em função da profundidade (m); (b) C_h em função da profundidade (m); para o depósito da M. Praia (DPP 02), Rio de Janeiro.



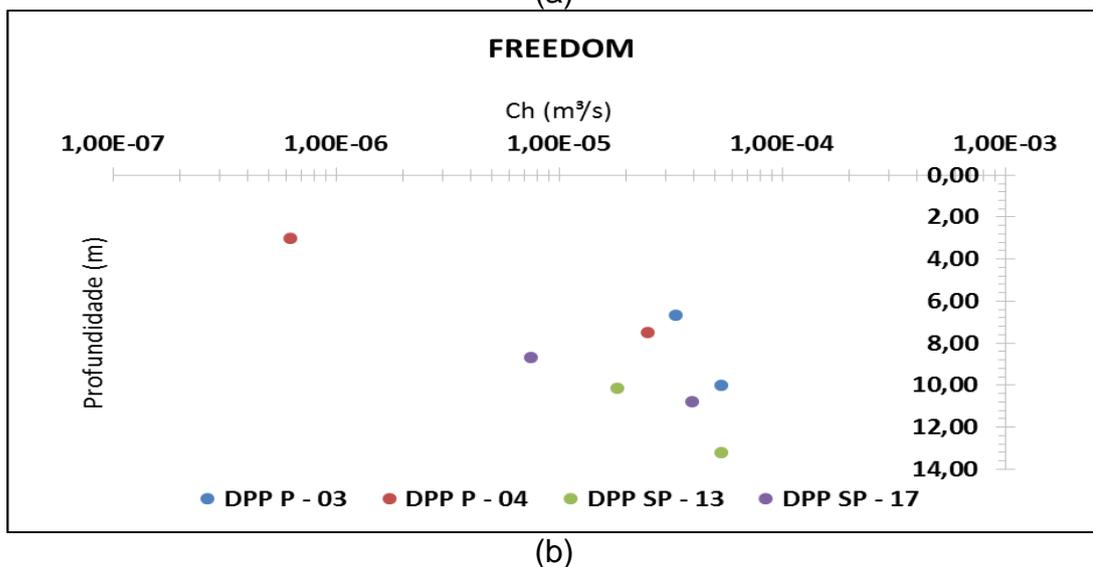
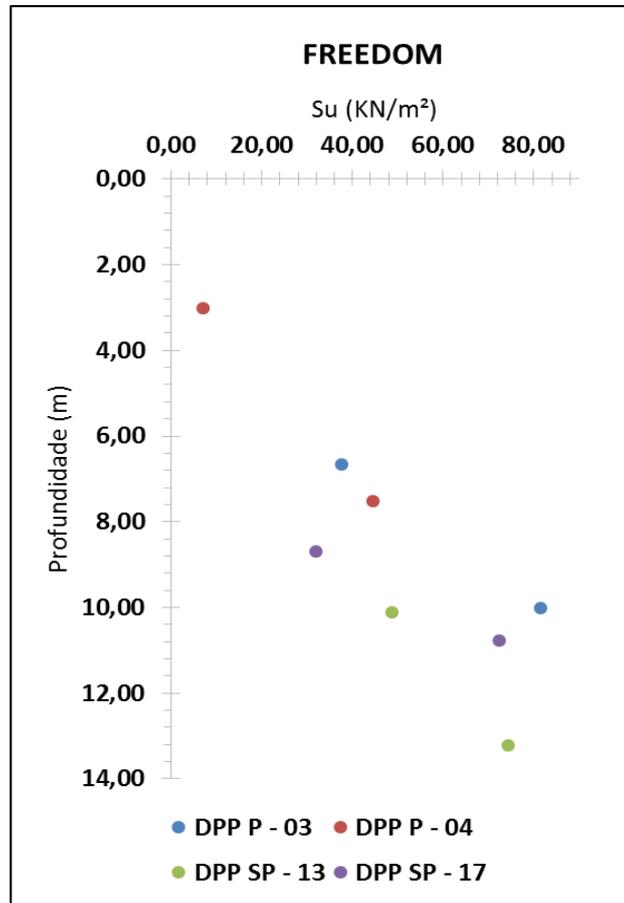
Fonte: elaboração própria

4.18. Freedom

A décima oitava região de estudo apresentada é o Residencial Freedom. Esta campanha é composta por 4 ensaios, sendo estes divididos em: DPP P_03, DPP P_04, DPP SP_13 e DPP SP_17. A partir dos dados apresentados na Figura 25 (a) é possível verificar que os valores de resistência x profundidade dos valores de S_u calculado. Esta região, não possui dados de palheta para a comparação, sendo um indicativo da resistência não drenada do depósito.

Os valores teóricos de S_u , Figura 25 (a): 6,90 e 81,55 (kN/m²), em profundidades 3,01 e 10,01 (m) respectivamente. A análise de C_h , Figura 25 (b), é feita a partir de um valor mínimo de $6,25E^{-07}$ (m²/s) e um máximo de $1,83E^{-05}$ (m²/s). O valor médio de C_h para esta região é de $2,89E^{-05}$ (m²/s).

Figura 25 - (a) Su em função da profundidade (m); (b) Ch em função da profundidade (m); para o depósito da Freedom (DPP P_03, DPP P_04, DPP SP_13, DPP P_17), Rio de Janeiro.



Fonte: elaboração própria

4.19. Valores médios de C_h

Após a apresentação dos resultados de C_h é possível se ter uma análise geral dos dados, a partir de valores médios. Os valores médios de C_h de todos os ensaios realizados nos depósitos de argilas moles da Zona Leste do Rio de Janeiro são apresentados na tabela 4 e podem ser explicados através da figura 26, que expressa um limite existente nos valores de adensamento horizontal de cada região.

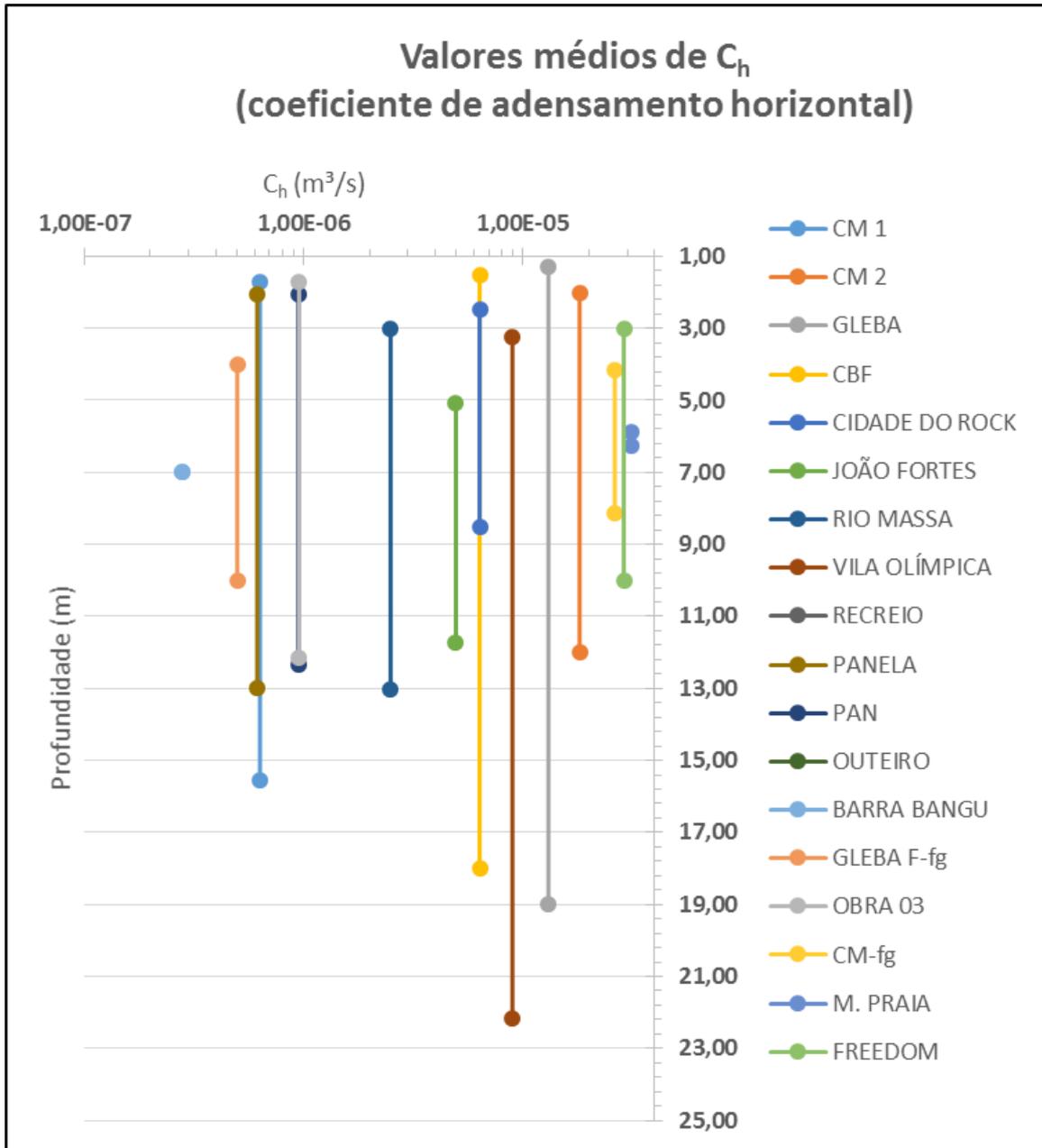
O valor médio geral de C_h obtido é $9,00E-6$ m^3/s indicando que o solo desta região possui uma baixa permeabilidade horizontal.

Tabela 4 - Valores médios de C_h para cada Ilha de investigação analisada

	Profundidade (m)	C_h (m^3/s)
CM 1	1,71	6,34E-07
	15,57	
CM 2	2,01	1,82E-05
	12,00	
GLEBA	1,31	1,31E-05
	18,98	
CBF	1,52	6,37E-06
	18,01	
CIDADE DO ROCK	2,48	6,37E-06
	8,50	
JOÃO FORTES	5,06	4,96E-06
	11,74	
RIO MASSA	3,00	2,50E-06
	13,03	
VILA OLÍMPICA	3,25	8,98E-06
	22,18	
RECREIO	8,94	8,90E-06
	16,22	
PANELA	2,04	6,16E-07
	13,00	
PAN	2,06	9,47E-07
	12,34	
OUTEIRO	1,73	1,10E-06
	12,16	
BARRA BANGU	7,00	2,82E-07
	7,00	
GLEBA F - fg	4,00	4,99E-07
	10,00	
OBRA 03	1,73	9,56E-07
	12,16	
CM - fg	4,15	2,63E-05
	8,15	
M. PRAIA	5,87	3,12E-05
	6,28	
FREEDOM	3,01	2,89E-05
	10,01	

Fonte: elaboração própria

Figura 26 - Valores médio de adensamento horizontal (C_h), obtidos através de cálculos



Fonte: elaboração própria

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1. Conclusões

É possível concluir que a metodologia proposta por Mantaras *et al.*, (2014) possui uma boa concordância com os valores obtidos com o ensaio de palheta. Em alguns ensaios de CPTU a comparação direta dos valores apresentou algumas discrepâncias, o que precisa ser analisado futuramente em conjunto com os resultados de ensaios de caracterização do solo. Em princípio pode-se dizer que o método proposto apresenta valores muito próximos dos valores de S_u obtidos com o ensaio de palheta em camadas de argila mole.

Em alguns sítios, não foram realizados ensaios de Palheta, sendo os valores obtidos pela correção analisada um indicativo da resistência não drenada do depósito. Isso comprova a importância do desenvolvimento de novas correlações geotécnicas entre parâmetros e ensaios e a necessidade do engenheiro projetista estar sempre atualizado.

Alternativamente nos depósitos analisados poderiam ser utilizados as correções propostas por Chen e Mayne, (1996) para obtenção de um perfil constante de S_u com a profundidade, o que ajudaria na interpretação dos resultados.

Os valores de C_h obtidos, variaram entre $9,56E^{-07}$ e $1,31E^{-05}$, mostrando que o solo possui uma baixa permeabilidade horizontal. O conhecimento da magnitude destes valores é importante, pois permite estimar a velocidade que a água percola horizontalmente no solo e assim utilizar o resultado no dimensionamento de soluções de melhorias do solo que facilitam a dissipação do excesso de poropressão, como por exemplo drenos verticais e colunas granulares.

Os valores obtidos servem como incremento ao banco de dados dos depósitos nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, acrescentando valores de correlações geotécnicas confiáveis. Porém, estes valores médios obtidos para cada ilha de investigação não substituem ensaios de campo e/ou laboratório específicos de cada obra, mas sim, indicam uma ordem de grandeza para pré-projetos e avaliação de possíveis ocorrências de problemas geotécnicos.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Para trabalhos futuros, algumas observações são indicadas:

- Aplicar e comparar correlação oriundas de diferentes ensaios para a obtenção de S_u ;
- Ampliar o banco de dados para outras regiões e aplicar o mesmo estudo, visando uma maior abrangência e solidificação do estudo realizado;
- Analisar os dados gerados com ferramentas estatísticas, buscando obter padrões de comportamento do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6508:1984 (código secundário ABNT/MB 28) - **Grãos de Solos que passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.**

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 12069:1991 (código secundário ABNT/MB 3406) - Solo - **Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) - Método de ensaio.**

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 10905:1989 (código secundário ABNT/MB 3122) - Solo - **Ensaio de Palheta *In Situ* - Método de ensaio.**

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7181:1984 Versão Corrigida: 1988 (código secundário ABNT/MB 32) - Solo - **Análise Granulométrica.**

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6459:1984 (código secundário ABNT/MB 30) - Solo - **Determinação do Limite de Liquidez.**

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7180:1984 Versão Corrigida: 1988 (código secundário ABNT/MB 31) - Solo - **Determinação do Limite de Plasticidade.**

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 12007:1990 (código secundário ABNT/MB 3336) - Solo - **Ensaio de Adensamento Unidimensional - Método de ensaio.**

ALMEIDA, Márcio de Souza S. MARQUES, Maria Esther SOARES. **Aterros sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 256 p.

BARONI, Magnos. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca.** 2010. Rio de Janeiro: Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, 2010. 249 p.

BERTUOL, Fábio. **Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de Ensaio de Laboratório.** 2009. Rio Grande do Sul: Monografia (pós-graduação em engenharia civil) – UFRGS, 2010. 204 p.

BJERRUM, L. **Embankments on soft ground**. In: Proc. ASCE Specialty Conference on earth and Earthsupported. Purdue University: 1972. 54 p.

CHANDLER, (1988), **“The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane”**. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, American Society for Testing and Materials, pp.13-44, Philadelphia.

CHEN, B.S., MAYNE, P.W. (1996), **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 488-498.

COELHO, A. C. VIEIRA; SANTOS, P. SOUZA; SANTOS, HELENA S. Química Nova: **Argilas Especiais: o que são, caracterização e propriedades**. São Paulo: Vol. 30, No. 1, p.146-152 p. 2007.

COUTINHO, R.Q. (2008). **“Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática”**. Anais XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios/RJ.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J., OLIVEIRA, J.T., (2000), Conferência: **“Palheta: Experiência, Tradição e Inovação”**. In: SEFE IV / BIC 2000. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo.

COUTINHO, R.Q., (1986). **“Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba”**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 632 p.

CRESPO NETO, F.N. (2004), **“Aprimoramento do equipamento de palheta elétrico visando o estudo do efeito da velocidade”**. Tese M. Sc., COPPE/UFRJ.

DANZIGER, Fernando A. B., SCHNAID, F. **Ensaio de Piezocone: Procedimentos, Recomendações e Interpretação**. 2005. 44 p.

DNER. **Manual de projeto e execução de aterros sobre solos moles**. Rio de Janeiro: Geomecanica s/a, 1990. 227 p.

FILHO, J. A. Gusmão. **SOLOS: da Formação Geológica ao uso na Engenharia**. Recife: Universitária, 2008. 198 p.

FUTAI, M. M.. **Considerações sobre a Influência do adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles**. 2010. São Paulo: Tese (Livre Docência em estruturas e Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2010. 197p.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M.S.S.; LACERDA, W A. “**Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays**. Part 2: Strength and yield”. *Soils & Rocks*, v. 31, p. 77-84, 2008.

HOULSBY, G.T., TEH, C.I. **Analysis of the piezocone in clay**. Orlando: 1988. 777-783 p.

LACERDA, W.A., ALMEIDA, M.S.S. (1995). “**Engineering Properties of Regional Soils: Residual Soils and Soft Clays**”. State-of-the art lecture. Proceedings of the X PCSMFE, Mexico.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., LACERDA, W.A., FUTAI, M.M., (2005a), “**Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí**”. *Solos e Rochas*, Vol. 28, No 1, pp 3-20.

LADD, C. C.. **Stability evolution during staged construction**. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 117, p.540-615, 1991.

LAMBE, T. William., WHITMAN, Robert. V. **Soil Mechanics, SI Version**. Institute of Technology, Estados Unidos, 1969. p.

LIMA, T. Bruno. **Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles**. 2012. Tese (Doutorado) – COPPE-URFJ, Rio de Janeiro, 2012. 314 p.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J. “**Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**”. Blackie Academic & Professional, 312 p, 1997.

MAGNANI, H.O. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados a ruptura**. Dissertacao (Mestrado) – COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

MANTARAS, F. M. SCHNAID, F. CONSOLO, N. C. **O uso do Ensaio Pressiométrico na determinação de Parâmetros de Solos não saturados**. Solos e Rochas: 1983 v.6, n.3, 35-44 p.

MANTARAS, F.M. SCHNAID, F. ODEBRECHT, E. (2014), “**Using piezocone dissipation test to estimate the undrained shear strength in cohesive soil**”. 3^o International Symposium on Cone Penetration testing. Pp.323-330, Las Vegas, Nevada, USA.

MASSOCCO, N. Saniele. **Determinação de Parâmetros de Compressibilidade e de Resistência não drenada de Argila mole – Estudo de caso**. Florianópolis: Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – UFSC, 2013. 114 p.

MAYNE, P.W., MITCHELL, J.K. **Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane**. Canadian Geotechnical Journal, Vol.25, 1988. 150-157 p.

NASCIMENTO, C.M.C (2009), “**Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles**”. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3^a edição. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.

PINTO OVIEDO, P. R.; BARROS, P. L.; **Cálculo automatizado do ensaio de Adensamento Oedométrico**. XII Congresso Interno de Iniciação Científica da UNICAMP. 2004, Campinas. Anais... CNPq, 2006.

QUEIROZ, Camila Moreira. **Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Região de Itaguaí - RJ**. 2013. 118 f. Rio de Janeiro: Dissertação (mestrado) – UFMG Programa de Geotecnia e Transportes, 2013.

RICCIO, M., BARONI, M., ALMEIDA, M.S.S. **Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of the Athletes' Park**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Civil Engineering, v. 166, p. 36-43, 2013

ROBERTSON, P.K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**, 2012, 5th edition. 131 p.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 189 p.

SCHNAID, F.; NACCI C. e MILITITSKY, J. **Aeroporto Internacional Salgado Filho – Infra-estrutura Civil e Geotécnica**. Editora: Sagra Luzzatto, 2001.

SCHNAID, F; MANTARAS, F. M; ODEBRECHT, E. **Using piezocone dissipation test to estimate the undrained shear strength in cohesive soil**. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing. Las Vegas, Nevada, USA: 2014. 8 p.

SMITS, F.P. **Penetration pore pressure measured with piezometer cones**. Amsterdã, Vol. II, 1982. 871-876 p.

SOARES, J.M.D., (1997). “**Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila mole da grande Porto Alegre**”. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

SPANNENBERG, Maristâni Gampert. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003. 162 p.

SPOTTI, A. P. **Monitoramento de Aterro Sobre Argila Orgânica Mole com Drenos Verticais**. Rio de Janeiro: Monografia (pós-graduação em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, 2000. 171 p.

TEH, C.I.; HOULSBY, G.T. **An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay**. Géotechnique, 1991. 34p.

ANEXOS: A – R

ANEXO A: Centro Metropolitano – CM 1

Quadro 3 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CM 1

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
CM I	DP01	2,83	57,90	6,89	28,30	43,10	3900,00	1,92E-07
		4,82	76,40	9,10	48,20	62,30	5850,00	1,28E-07
		6,82	139,00	16,55	68,20	103,60	2600,00	2,89E-07
		8,83	150,00	17,86	88,30	119,15	2300,00	3,26E-07
		10,84	226,10	26,92	108,40	167,25	10200,00	7,36E-08
	DP02	3,27	59,80	7,12	32,70	46,25	5150,00	1,46E-07
		5,27	196,00	23,33	52,70	124,35	310,00	2,42E-06
		7,22	133,00	15,83	72,20	102,60	11200,00	6,70E-08
		9,28	165,70	19,73	92,80	129,25	7200,00	1,04E-07
		11,29	130,20	15,50	112,90	121,55	380,00	1,97E-06
	15,57	143,00	17,02	155,70	149,35	410,00	1,83E-06	
	DP03	1,71	22,60	2,69	17,10	19,85	5000,00	1,50E-07
		3,72	55,97	6,66	37,20	46,59	750,00	1,00E-06
		5,71	82,30	9,80	57,10	69,70	950,00	7,90E-07
		7,71	120,00	14,29	77,10	98,55	2500,00	3,00E-07
		9,71	176,10	20,96	97,10	136,60	2100,00	3,57E-07

Fonte: elaboração própria

Quadro 4 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CM 1

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
CM I	0,70	13,38	
	1,70	2,95	
	2,70	3,38	
	3,70	3,19	
	4,70	3,44	
	5,70	4,97	
	6,70	4,34	
	7,70	8,43	
	8,70	16,47	
	9,70	14,57	

Fonte: elaboração própria

ANEXO B: Centro Metropolitano – CM 2

Quadro 5 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CM 2

		VALORES TEÓRICOS							
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)	
CM II	DP01	2,01	24,70	2,94	20,10	22,40	10500,00	7,15E-08	
		4,01	58,80	7,00	40,10	49,45	4100,00	1,83E-07	
		6,08	113,50	13,51	60,80	87,15	2010,00	3,73E-07	
		11,05	550,00	65,48	110,50	330,25	16,00	4,69E-05	
	DP02	3,01	51,50	6,13	30,10	40,80	650,00	1,15E-06	
		5,78	97,00	11,55	57,80	77,40	1800,00	4,17E-07	
		7,01	124,00	14,76	70,10	97,05	2950,00	2,54E-07	
		12,00	710,00	84,52	120,00	415,00	18,00	4,17E-05	
	DS01	2,02	25,80	3,07	20,20	23,00	11000,00	6,82E-08	
		3,00	39,78	4,74	30,00	34,89	1200,00	6,25E-07	
		4,00	60,20	7,17	40,00	50,10	650,00	1,15E-06	
		4,99	65,60	7,81	49,90	57,75	9,50	7,90E-05	
		6,00	87,20	10,38	60,00	73,60	1997,00	3,76E-07	
		7,00	106,20	12,64	70,00	88,10	270,00	2,78E-06	
			7,98	83,80	9,98	79,80	81,80	7,70	9,74E-05

Fonte: elaboração própria

Quadro 6 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CM 2

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
CM II	0,50	17,13	
	1,00	7,90	
	1,50	5,76	
	2,00	6,91	
	2,50	6,94	
	3,00	4,47	
	3,50	4,79	
	4,00	6,55	
	5,00	17,75	
	6,00	10,93	
	7,00	8,49	
	7,50	11,61	
CM II	8,00	19,27	
	8,50	14,07	
	0,50	18,38	
	1,00	2,91	
	1,50	5,76	
	2,00	8,92	
	2,50	6,63	
	3,00	4,71	
3,50	4,78		
4,00	5,50		
5,00	15,88		
6,00	9,25		
7,00	16,38		
8,00	20,20		

Fonte: elaboração própria

ANEXO C: GLEBA

Quadro 7 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para GLEBA

Local	Ensaio	VALORES TEÓRICOS						
		Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
Gleba	CPTU_01	1,97	41,80	4,98	19,70	30,75	52,00	1,44E-05
		2,99	29,00	3,45	29,90	29,45	190,00	3,95E-06
		4,00	103,80	12,36	40,00	71,90	130,00	5,77E-06
		5,03	114,00	13,57	50,30	82,15	460,00	1,63E-06
		6,05	117,80	14,02	60,50	89,15	10900,00	6,88E-08
		8,06	185,90	22,13	80,60	133,25	1400,00	5,36E-07
		10,05	181,56	21,61	100,50	141,03	4500,00	1,67E-07
		12,04	226,10	26,92	120,40	173,25	6200,00	1,21E-07
		14,02	271,00	32,26	140,20	205,60	3850,00	1,95E-07
	18,98	221,00	26,31	189,80	205,40	2,70	2,78E-04	
	CPTu02	1,32	28,70	3,42	13,20	20,95	4400,00	1,71E-07
		2,32	30,20	3,60	23,20	26,70	11000,00	6,82E-08
		3,32	42,38	5,05	33,20	37,79	3000,00	2,50E-07
		4,31	58,70	6,99	43,10	50,90	2700,00	2,78E-07
		6,33	98,00	11,67	63,30	80,65	4000,00	1,88E-07
		8,31	136,80	16,29	83,10	109,95	3020,00	2,48E-07
		10,32	182,20	21,69	103,20	142,70	1950,00	3,85E-07
		12,31	198,20	23,60	123,10	160,65	800,00	9,38E-07
		14,32	230,20	27,40	143,20	186,70	890,00	8,43E-07
		16,33	242,00	28,81	163,30	202,65	260,00	2,89E-06
	17,63	171,39	20,40	176,30	173,85	380,00	1,97E-06	
	DS01	1,31	20,20	1,98	13,10	16,65	395,00	1,90E-06
		2,31	29,60	3,14	23,10	26,35	90,00	8,34E-06
		3,32	39,30	4,32	33,20	36,25	28,00	2,68E-05
		4,31	55,42	5,86	43,10	49,26	4010,00	1,87E-07
		6,32	85,00	8,82	63,20	74,10	800,00	9,38E-07
		8,35	108,90	11,45	83,50	96,20	550,00	1,36E-06
		10,31	155,20	15,38	103,10	129,15	570,00	1,32E-06
		13,32	172,20	18,18	133,20	152,70	390,00	1,92E-06
		14,31	195,70	20,17	143,10	169,40	450,00	1,67E-06
17,40		178,59	20,99	174,00	176,30	15,00	5,00E-05	

Fonte: elaboração própria

Quadro 8 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para GLEBA

VALORES PRÁTICOS		
Local	Profundidade (m)	S _u _palheta (kN/m ²)
Gleba	0,50	20,84
	1,00	30,84
	1,50	5,39
	2,00	5,17
	2,50	2,95
	3,00	2,10
	3,50	2,46
	4,00	2,67
	4,50	3,34
	5,00	6,24
	5,50	6,81
	6,00	7,08
	6,50	6,24
	7,00	7,21
	7,50	9,76
	8,00	9,65
9,00	8,08	
10,00	8,12	
11,00	17,95	
12,00	38,52	
Gleba (b)	0,50	19,74
	1,00	23,32
	1,50	6,77
	2,00	6,31
	2,50	5,20
	5,00	3,89
	6,00	6,74
	7,00	9,52
	12,00	14,94

Fonte: elaboração própria

ANEXO D: CBF

Quadro 9 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CBF

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
CBF	CPTU_12	5,01	212,00	25,24	50,05	131,03	150,00	5,00E-06
		6,99	230,00	27,38	69,94	149,97	120,00	6,25E-06
		9,00	350,00	41,67	90,03	220,02	240,00	3,13E-06
		11,99	402,00	47,86	119,90	260,95	1400,00	5,36E-07
	CPTU_24	1,52	48,00	5,71	15,15	31,58	1200,00	6,25E-07
		2,99	58,00	6,90	29,88	43,94	30,00	2,50E-05
		6,00	195,00	23,21	59,99	127,50	220,00	3,41E-06
		9,91	323,00	38,45	99,09	211,05	215,00	3,49E-06
		13,00	350,00	41,67	130,04	240,02	800,00	9,38E-07
		18,01	445,00	52,98	180,05	312,53	49,00	1,53E-05

Fonte: elaboração própria

Quadro 10 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para GLEBA

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
CBF	0,50	3,17	
	1,00	2,58	
	1,50	2,88	
	2,00	2,84	
	2,50	16,00	
	5,00	24,72	
	5,50	21,18	
	6,50	17,45	
	7,50	25,42	
	8,50	23,17	
	9,50	8,75	
	10,50	10,50	
	11,50	17,86	

Fonte: elaboração própria

ANEXO E: CIDADE DO ROCK

Quadro 11 – Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CIDADE DO ROCK

		VALORES TEÓRICOS							
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)	
CIDADE DO ROCK	CPTU_28	2,48	41,80	4,98	24,80	33,30	700,00	1,07E-06	
		5,01	105,00	12,50	50,11	77,56	800,00	9,38E-07	
		5,46	102,00	12,14	54,57	78,29	850,00	8,83E-07	
		7,50	285,00	33,93	74,99	180,00	450,00	1,67E-06	
		8,50	290,00	34,52	85,04	187,52	400,00	1,88E-06	
		9,50	280,00	33,33	95,02	187,51	250,00	3,00E-06	
	CPTU_40	2,48	104,00	12,38	24,80	64,40	85,00	8,83E-06	
		4,51	210,00	25,00	45,12	127,56	700,00	1,07E-06	
		6,49	270,00	32,14	64,87	167,44	370,00	2,03E-06	

Fonte: elaboração própria

Quadro 11 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CIDADE DO ROCK

		VALORES PRÁTICOS		
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)		
CIDADE DO ROCK	0,50	1,13		
	1,00	1,02		
	1,50	1,64		
	2,00	0,90		
	3,00	1,24		
	4,00	10,03		
	0,50	0,66		
	1,00	0,29		
	1,50	0,73		
	2,00	0,66		
	3,00	1,06		
	4,00	2,99		
	5,00	2,70		
6,00	30,40			

Fonte: elaboração própria

ANEXO F: JOÃO FORTES

Quadro 12 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para JOÃO FORTES

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
JOÃO FORTES	CPTU_62	5,06	96,00	11,43	50,60	73,30	1030,00	7,28E-07
		7,58	111,00	13,21	75,80	93,40	42,00	1,79E-05
		8,02	136,00	16,19	80,20	108,10	190,00	3,95E-06
		11,74	800,00	95,24	117,43	458,72	2400,00	3,13E-07
	CPTU_80	8,70	268,00	31,90	87,01	177,51	390,00	1,92E-06

Fonte: elaboração própria

Quadro 13 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para JOÃO FORTES

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
JOÃO FORTES	1,00	7,89	
	2,00	2,13	
	3,00	3,77	
	4,00	4,61	
	5,00	18,9	
	6,00	12,99	
	1,00	9,89	
	2,00	3,08	
	3,00	4,75	
	4,00	5,56	
	5,00	12,62	
	6,00	14,8	

Fonte: elaboração própria

ANEXO G: RIO MASSA

Quadro 14 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para RIO MASSA

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
RIO MASSA	CPTU_14	3,00	65,00	7,74	30,00	47,50	180,00	4,17E-06
		7,98	228,00	27,14	79,80	153,90	520,00	1,44E-06
	CPTU_16	9,02	260,00	30,95	260,00	260,00	790,00	9,50E-07
		13,03	360,00	42,86	360,00	360,00	210,00	3,57E-06
		17,55	320,00	38,10	172,50	246,25	320,00	2,34E-06

Fonte: elaboração própria

Quadro 15 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para RIO MASSA

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
RIO MASSA	3,00	3,94	
	4,50	3,94	
	6,00	7,84	
	7,00	11,76	
	2,00	2,84	
	3,50	3,33	
	5,00	4,31	

Fonte: elaboração própria

ANEXO H: VILA OLÍMPICA

Quadro 16 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para VILA OLÍMPICA

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
VILA OLÍMPICA	CPTU_12	3,25	57,00	6,79	32,50	44,75	13,00	5,77E-05
		7,14	479,00	57,02	71,41	275,21	490,00	1,53E-06
		11,06	350,00	41,67	110,57	230,29	900,00	8,34E-07
	CPTU_24	9,26	250,00	29,76	92,62	171,31	90,00	8,34E-06
		12,01	445,00	52,98	120,07	282,54	320,00	2,34E-06
		17,53	562,00	66,90	175,32	368,66	1000,00	7,50E-07
		20,26	640,00	76,19	202,61	421,31	2800,00	2,68E-07
		22,18	206,60	24,60	221,82	214,21	10000,00	7,50E-08

Fonte: elaboração própria

Quadro 17 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para VILA OLÍMPICA

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
VILA OLÍMPICA	1,83	1,35	
	2,33	3,37	
	2,83	5,52	
	3,33	5,06	
	1,61	2,38	
	2,26	2,3	
	2,76	8,44	
	3,26	8,97	
	3,76	10,28	

Fonte: elaboração própria

ANEXO I: RECREIO

Quadro 18 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para RECREIO

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
RECREIO_LIFE	1 VERTICAL	8,94	112,50	13,39	89,40	100,95	8,00	9,38E-05
		9,98	260,00	30,95	99,80	179,90	170,00	4,41E-06
		12,02	230,00	27,38	120,20	175,10	1250,00	6,00E-07
		13,52	248,80	29,62	135,20	192,00	2150,00	3,49E-07
		13,52	246,00	29,29	135,17	190,59	2700,00	2,78E-07
	2 VERTICAL	10,50	232,00	27,62	105,00	168,50	2300,00	3,26E-07
		12,00	278,00	33,10	120,00	199,00	2400,00	3,13E-07
		13,50	316,00	37,62	135,00	225,50	415,00	1,81E-06
		16,22	322,00	38,33	162,20	242,10	720,00	1,04E-06
	3 VERTICAL	7,70	118,00	14,05	77,00	97,50	380,00	1,97E-06
		9,68	186,00	22,14	96,80	141,40	690,00	1,09E-06
		13,52	219,00	26,07	135,20	177,10	550,00	1,36E-06

Fonte: elaboração própria

Quadro 19 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para RECREIO

Local	Ensaio	VALORES PRÁTICOS	
		Profundidade (m)	S _u _palheta (kN/m ²)
RECREIO LIFE	Life (a)	1,50	8,96
		2,50	6,98
		3,50	6,70
		4,50	12,06
		5,50	9,88
		6,50	12,28
		7,50	18,86
		8,50	12,71
		9,50	16,46
	Life (b)	2,00	7,42
		3,00	7,81
		4,00	4,64
		5,00	4,44
		6,00	6,73
		7,00	15,23
		8,00	28,99
		9,00	16,29
		10,00	28,80
		11,00	45,41
		12,00	58,83
		13,00	52,74
		14,00	57,18
	Life (c)	1,00	16,57
		1,50	12,43
		2,00	1,84
		2,50	4,63
		3,00	7,29
		3,50	5,89
		5,00	17,99
		5,50	9,82
		7,50	23,40
		8,00	18,40
		8,50	16,19

Fonte: elaboração própria

ANEXO J: PANELA

Quadro 20 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houslyby (1991) para PANELA

Ensaio	VALORES TEÓRICOS						
	Profundidade (m)	$U_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta U_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
DP_05	3,01	56,00	6,67	30,10	43,05	750,00	1,00E-06
	8,11	129,00	15,36	81,10	105,05	4500,00	1,67E-07
	13,00	228,00	27,14	130,00	179,00	2000,00	3,75E-07
	15,57	161,00	19,17	155,70	158,35	98,00	7,66E-06
DP_13	2,99	47,00	5,60	29,90	38,45	13000,00	5,77E-08
	7,00	112,00	13,33	70,00	91,00	2750,00	2,73E-07
	11,00	186,00	22,14	110,00	148,00	1800,00	4,17E-07
DP_18	7,55	115,00	13,69	75,50	95,25	2000,00	3,75E-07
	12,50	188,00	22,38	125,00	156,50	1400,00	5,36E-07
	16,19	158,00	18,81	161,90	159,95	2000,00	3,75E-07
DP_21	1,00	34,00	4,05	10,00	22,00	610,00	1,23E-06
	3,53	54,00	6,43	35,30	44,65	15500,00	4,84E-08
	5,00	70,00	8,33	50,00	60,00	10700,00	7,01E-08
	7,00	93,00	11,07	70,00	81,50	10000,00	7,50E-08
	9,20	146,00	17,38	92,00	119,00	4900,00	1,53E-07
DP_29	3,99	52,00	6,19	39,90	45,95	7000,00	1,07E-07
	6,01	92,00	10,95	60,10	76,05	1700,00	4,41E-07
	8,01	131,00	15,60	80,10	105,55	1600,00	4,69E-07
DP_33	5,50	87,00	10,36	55,00	71,00	10000,00	7,50E-08
	10,00	173,00	20,60	100,00	136,50	3000,00	2,50E-07
	15,50	284,00	33,81	155,00	219,50	1300,00	5,77E-07
DP_35	5,01	63,00	7,50	50,10	56,55	13500,00	5,56E-08
	9,00	131,00	15,60	90,00	110,50	3000,00	2,50E-07
	12,00	70,00	8,33	120,00	95,00	100000,00	7,50E-09
DP_41	2,01	43,00	5,12	20,10	31,55	1950,00	3,85E-07
	6,11	94,00	11,19	61,10	77,55	5500,00	1,36E-07
	9,99	150,00	17,86	99,90	124,95	4000,00	1,88E-07
DP_47	2,04	31,00	3,69	20,40	25,70	1100,00	6,82E-07
	4,00	64,00	7,62	40,00	52,00	1800,00	4,17E-07
	5,99	116,00	13,81	59,90	87,95	460,00	1,63E-06

Fonte: elaboração própria

ANEXO K: PAN

Quadro 22 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para PAN

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
PAN	PZ_1 com dissipação (163)	2,06	25,00	2,98	20,60	22,80	4300,00	1,74E-07
		5,00	70,00	8,33	50,00	60,00	3000,00	2,50E-07
		8,04	107,90	12,85	80,40	94,15	3300,00	2,27E-07
		12,34	131,00	15,60	123,40	127,20	160,00	4,69E-06
	PZ_3 aterro (153)	5,43	82,50	9,82	54,30	68,40	10650,00	7,05E-08
		7,46	121,00	14,40	74,60	97,80	2800,00	2,68E-07

Fonte: elaboração própria

Quadro 23 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para PAN

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
PAN	2,50	11,54	
	3,50	5,37	
	4,50	6,41	
	5,50	6,16	
	6,50	6,93	
	7,50	23,45	
	8,50	16,18	
	4,50	7,54	
	5,50	7,44	
	6,5	10,3	
	8,5	15,96	

Fonte: elaboração própria

ANEXO L: OUTEIRO

Quadro 24 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para OUTEIRO

Local	Ensaio	VALORES TEÓRICOS						
		Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
OUTEIRO	DPP	1,73	44,00	5,24	17,30	30,65	215,00	3,49E-06
		8,99	300,00	35,71	89,90	194,95	10900,00	6,88E-08
		9,68	186,00	22,14	96,80	141,40	690,00	1,09E-06
		2,53	68,00	8,10	25,30	46,65	3010,00	2,49E-07
		8,61	225,00	26,79	86,10	155,55	1100,00	6,82E-07
		12,16	365,00	43,45	121,60	243,30	1650,00	4,55E-07
		3,00	48,00	5,71	30,00	39,00	500,00	1,50E-06
		10,00	355,00	42,26	100,00	227,50	700,00	1,07E-06

Fonte: elaboração própria

ANEXO M: BARRA-BANGU

Quadro 25 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para BARRA-BANGU

Local	Ensaio	VALORES TEÓRICOS						
		Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
BARRA-BANGU	CPTU_132	7,00	189,00	22,50	70,00	129,50	1800,00	4,17E-07
	CPTU_136	7,00	161,00	19,17	70,00	115,50	5100,00	1,47E-07

Fonte: elaboração própria

ANEXO N: GLEBA F-fg

Quadro 26 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para GLEBA F-fg

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
GLEBA F-fg	DPT 17	4,00	110,00	13,10	40,00	75,00	10600,00	7,08E-08
		7,00	178,00	21,19	70,00	124,00	6020,00	1,25E-07
		10,00	286,00	34,05	100,00	193,00	2160,00	3,47E-07
	DPT 20	5,00	127,00	15,12	50,00	88,50	3000,00	2,50E-07
		7,00	174,00	20,71	70,00	122,00	1800,00	4,17E-07
		10,00	232,00	27,62	100,00	166,00	420,00	1,79E-06

Fonte: elaboração própria

ANEXO O: OBRA 03

Quadro 27 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para OBRA 03

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
OBRA 3	DPP 11	1,73	44,00	5,24	17,30	30,65	230,00	3,26E-06
	DPP 12	8,99	300,00	35,71	89,90	194,95	10800,00	6,95E-08
		11,99	308,00	36,67	119,90	213,95	790,00	9,50E-07
	DPP 16	2,53	68,00	8,10	25,30	46,65	3200,00	2,34E-07
		8,61	225,00	26,79	86,10	155,55	1100,00	6,82E-07
		12,16	375,00	44,64	121,60	248,30	1400,00	5,36E-07

Fonte: elaboração própria

ANEXO P: CM - fg

Quadro 28 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et al, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para CM - fg

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
CM - fg	DPP SV - 44	4,15	70,00	8,33	41,50	55,75	11000,00	6,82E-08
		8,15	140,50	16,73	81,50	111,00	10800,00	6,95E-08
	DPP SV - 87	5,15	92,00	10,95	51,50	71,75	1150,00	6,52E-07
		10,15	128,00	15,24	101,50	114,75	7,20	1,04E-04

Fonte: elaboração própria

Quadro 29 - Valores referência pelo ensaio de Palheta, por Baroni (2010) para CM – fg

		VALORES PRÁTICOS	
Local	Profundidade (m)	$S_{u_palheta}$ (kN/m ²)	
CM - fg (a)	1,00	3,34	
	2,00	4,39	
	3,00	5,58	
	4,00	5,17	
	5,00	5,73	
	6,00	14,79	
	7,00	18,3	
	8,00	13,77	
	9,00	17,63	
	10,00	23,27	
	11,00	41,13	
CM - fg (b)	1,00	7,44	
	2,00	6,36	
	3,00	4,99	
	4,00	3,91	
	5,00	4,19	
	6,00	6,75	
	7,00	13,75	
	8,00	10,96	
	9,00	13,64	
	10,00	15,39	
	11,00	28,07	

Fonte: elaboração própria

ANEXO Q: CM - fg

Quadro 30 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para M. PRAIA

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
M. PRAIA	DPP 02	5,87	313,00	37,26	58,70	185,85	29,00	2,59E-05
		6,28	389,00	46,31	62,80	225,90	20,50	3,66E-05

Fonte: elaboração própria

ANEXO R: FREEDOM

Quadro 31 - Valores de S_u calculados pelo Método de Mantaras et all, 2014 e C_h pelas equações propostas por Teh e Houlsby (1991) para FREEDOM

		VALORES TEÓRICOS						
Local	Ensaio	Profundidade (m)	$u_{2máx.}$ (kN/m ²)	S_u (kN/m ²)	u_0 (kN/m ²)	$\Delta u_{2med.}$ (kN/m ²)	t_{250} (s)	C_h (m ² /s)
FREEDOM	DPP P - 03	6,66	315,00	37,50	66,60	190,80	22,50	3,33E-05
		10,01	685,00	81,55	100,10	392,55	14,00	5,36E-05
	DPP P - 04	3,01	58,00	6,90	30,10	44,05	1200,00	6,25E-07
		7,51	374,00	44,52	75,10	224,55	30,00	2,50E-05
	DPP SP - 13	10,12	410,00	48,81	101,20	255,60	41,00	1,83E-05
		13,21	625,00	74,40	132,10	378,55	14,00	5,36E-05
	DPP SP - 17	8,68	268,00	31,90	86,80	177,40	100,00	7,50E-06
		10,76	608,00	72,38	107,60	357,80	19,00	3,95E-05

Fonte: elaboração própria