



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

MÔNICA RODRIGUES RAMOS

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL
DE GEOTECNIA E DE FUNDAÇÕES DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**

FORTALEZA

2018

MÔNICA RODRIGUES RAMOS

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE
GEOTECNIA E DE FUNDAÇÕES DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

Monografia submetida à Coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

R144c Ramos, Mônica Rodrigues.

Caracterização Geotécnica do Subsolo do Campo Experimental de Geotecnia e de Fundações da Universidade Federal do Ceará / Mônica Rodrigues Ramos. – 2018.
61 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2018.

Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

1. Caracterização Geotécnica. 2. Ensaio de Laboratório. 3. Ensaio de Campo. I. Título.

CDD 620

MÔNICA RODRIGUES RAMOS

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE
GEOTECNIA E DE FUNDAÇÕES DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

Monografia submetida à Coordenação do curso
de Engenharia Civil da Universidade Federal
do Ceará, como requisito parcial para obtenção
do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: ___/___/_____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Engenheiro Civil Edno Cerqueira Júnior
Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por tudo e agradeço também a todos os que, ao longo da graduação, contribuíram para a minha formação em Engenharia Civil. Muito obrigada.

RESUMO

Este trabalho visa a caracterizar, a partir da realização de ensaios geotécnicos de laboratório e de campo, o subsolo do Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC), com o objetivo de subsidiar trabalhos geotécnicos futuros. A metodologia de trabalho consiste na realização de ensaios geotécnicos e na coleta de resultados de ensaios realizados anteriormente a esta pesquisa. Os ensaios de caracterização física, que tanto foram realizados quanto tiveram resultados coletados, são os seguintes: granulometria por peneiramento e por sedimentação, densidade real, limite de liquidez (w_L), limite de plasticidade (w_P), umidade natural, compactação na energia do proctor normal e papel filtro. Os ensaios geotécnicos especiais, que tiveram os resultados coletados de outras pesquisas, são os oedométricos, os de cisalhamento direto e os triaxiais do tipo adensado e drenado (CD). Os ensaios de campo, cujos resultados também foram coletados, são os seguintes: sondagens à percussão (SPT), ensaio GPR, prova de carga em placa em solo natural e inundado e prova de carga horizontal. A partir da análise dos parâmetros obtidos dos ensaios geotécnicos, tem-se que o subsolo analisado apresenta granulometria aberta, ou seja, mal graduada e possui características não plásticas. Além disso, segundo o Sistema Único de Classificação de Solos (SUCS), ele é classificado como um solo granular do tipo areia-siltosa, do grupo SM. Os ensaios oedométricos possibilitaram observar aumento da rigidez do solo com a profundidade, cujo valor máximo ensaiado foi de 2 m. As determinações do ângulo de atrito efetivo (ϕ') do solo, a partir dos ensaios triaxial e de cisalhamento direto, foram convergentes, com variações máximas de cerca de 2° entre os métodos. Já o intercepto coesivo variou em até cerca de 2 kPa. Com a realização deste trabalho científico, pretende-se também formar uma base de dados referente às propriedades geotécnicas do subsolo do campo experimental em estudo.

Palavras-chave: Caracterização Geotécnica. Ensaio de Laboratório. Ensaio de Campo.

ABSTRACT

Employing geotechnical assays both in the laboratory and in field, this work aimed to characterize the subsoil of the Experimental Field of Geotechnics and Foundations at Federal University of Ceará (CEGEF - UFC), in order to subsidize future geotechnical works. The methodology included carrying out geotechnical tests and collecting results of other works done previously to this research. Tests of physical characterization, performed aiming at data collection, were: granulometry by sieving and sedimentation, real density, liquidity limit (w_L), plastic limit (w_P), natural moisture, compaction in the standard Proctor energy and in filter paper. The special geotechnical tests, whose results were collected from other works, were: oedometer, direct shear and triaxial of densified and drained types (CD). The field tests, the results of which were also collected, were: Standard penetration test (SPT), GPR, plate loading on natural and flooded soil and horizontal load test. From the analysis of the parameters obtained from the geotechnical tests, it was verified that the subsoil presented open granulometry, i.e., it is poorly graded and has non-plastic characteristics. In addition, according to the Unified Soil Classification System (U.S.C.S), it can be classified as a granular silt-sand soil of the SM group. The oedometer tests allowed the observation of an increase in soil rigidity with depth, whose maximum value was 2 m. The determination of the effective stress friction angle (ϕ') of the soil, from the triaxial and direct shear tests, were convergent and showed maximum variations of about 2° across the methods. The cohesive intercept, in turn, varied up to about 2 kPa. With the accomplishment of this scientific work, it is also intended to form a database referring to the geotechnical properties of the subsoil of the experimental field analyzed.

Keywords: Geotechnical Characterization. Laboratory Tests. Field Tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará.....	17
Figura 2 – Corpos de prova do ensaio do papel-filtro	19
Figura 3 – Diferenças da aplicação do método do papel-filtro: procedimentos normatizado e adotado	20
Figura 4 – Estado da placa metálica antes e após realização do ensaio em solo natural.....	24
Figura 5 – Processo de inundação do solo.....	25
Figura 6 – Estado da placa metálica antes e após realização do ensaio em solo inundado.....	26
Figura 7 – Representação da locação das estacas ensaiadas do tipo isoladas e agrupadas duas a duas.....	26
Figura 8 – Curva granulométrica do solo nas profundidades ensaiada	28
Figura 9 – Curvas de compactação para a energia do Proctor Normal	29
Figura 10 – Curva de retenção de água ajustada por Fredlund & Xing (1994).....	30
Figura 11 – Curva de retenção de água ajustada por Van Genutchen (1980).....	31
Figura 12 – Curva de retenção de água prevista por Arya e Paris (1981).....	31
Figura 13 – Curva de retenção de água prevista por Arya e Dierolf (1989).....	32
Figura 14 – Ensaio de adensamento para o solo da profundidade de 1,0 m a 1,5 m.....	33
Figura 15 – Ensaio de adensamento para o solo da profundidade de 1,5 m a 2,0 m.....	33
Figura 16 – Curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal da amostra da profundidade de 60 cm	34
Figura 17 – Curvas variação volumétrica versus deslocamento horizontal da amostra de 60 cm	34
Figura 18 – Envoltória de resistência da amostra de 60 cm	35
Figura 19 – Curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal da amostra da profundidade de 110 cm	35
Figura 20 – Curvas variação volumétrica versus deslocamento horizontal da amostra de 110 cm	36
Figura 21 – Envoltória de resistência da amostra de 110 cm	36
Figura 22 – Curvas $\Delta V/V_0$ versus deformação do solo da amostra de 60 cm de profundidade	37
Figura 23 – Curvas $\Delta V/V_0$ versus deformação do solo da amostra de 110 cm de profundidade	38

Figura 24 – Envoltória de ruptura e círculos de Mohr do solo de 60 cm de profundidade	38
Figura 25 – Envoltória de ruptura e círculos de Mohr do solo de 60 cm de profundidade	39
Figura 26 – Resultados do ensaio de sondagem à percussão (SPT).....	40
Figura 27 – Radargrama obtido do CEGEF – UFC, a partir do qual podem ser evidenciadas 5 camadas com diferentes dilatâncias – separadas por linhas negras, contínuas e horizontais – e com prováveis tubulações enterradas, indicadas por setas pretas	41
Figura 28 – Curva pressão x recalque para o solo natural.....	42
Figura 29 – Comparação das curvas pressão x recalque geradas pelo método de Van der Veen e pelo resultado experimental para o solo natural	43
Figura 30 – Curva resultante da prova de carga direta no CEGEF – UFC (ÑSAT).....	43
Figura 31 – Gráfico rigidez versus carga aplicada na PCD.....	44
Figura 32 – Comparação das curvas pressão x recalque da dissertação de Almeida e do ÑSAT para o solo natural.....	45
Figura 33 – Curva pressão x recalque para o solo inundado	46
Figura 34 – Curva pressão x recalque para o solo inundado e natural	46
Figura 35 – Comparação das curvas pressão x recalque geradas pelo método de Van der Veen e pelo resultado experimental para o solo inundado.....	47
Figura 36 – Curva carga x deslocamento horizontal para estaca isolada com bloco de coroamento	48
Figura 37 – Curva carga x deslocamento horizontal para agrupamento de duas estacas com espaçamento de 30 cm entre os eixos.....	49
Figura 38 – Curva carga x deslocamento horizontal para agrupamento de duas estacas com espaçamento de 20 cm entre os eixos.....	50
Figura 39 – Curva carga x deslocamento horizontal para estaca isolada sem bloco de coroamento	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo da quantidade de teses e dissertações concluídas até 2005 através de pesquisas em campos experimentais brasileiros.....	14
Tabela 2 – Calibração das pressões de ensaio	24
Tabela 3 – Percentuais granulométricos em cada profundidade.....	29
Tabela 4 – Resumo de resultados de ensaios de caracterização	29
Tabela 5 – Resumo dos resultados dos ensaios oedométricos.....	39
Tabela 6 – Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial.....	39
Tabela 7 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em estaca isolada com bloco de coroamento.....	48
Tabela 8 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em agrupamento de duas estacas com espaçamento de 30 cm entre os eixos.....	49
Tabela 9 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em agrupamento de duas estacas com espaçamento de 20 cm entre os eixos.....	50
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em estaca isolada sem bloco de coroamento.....	51

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Objetivos.....	12
1.2 Estrutura da Monografia.....	12
2 REVISÃO DA LITERATURA	13
3.1 Metodologia.....	17
3.2 Local de Estudo.....	17
3.3 Ensaio Geotécnicos.....	18
3.3.1 Ensaio de Caracterização Física	18
3.3.2 Ensaio Especiais	20
3.3.2.1 Ensaio Oedométricos	21
3.3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto	21
3.3.2.3 Ensaio Triaxiais	21
3.3.3 Ensaio de Campo	22
3.3.3.1 Sondagens à Percussão	22
3.3.3.2 Ensaio GPR	22
3.3.3.3 Prova de Carga em Placa.....	23
3.3.3.3.1 Prova de Carga em Placa com Solo Natural.....	23
3.3.3.3.2 Prova de carga em placa com solo inundado.....	25
3.3.3.3.4 Prova de carga horizontal	26
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	28
4.1 Ensaio de caracterização física	28
4.2 Ensaio especiais	32
4.2.1 Ensaio oedométricos	32
4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto.....	33
4.2.3 Ensaio triaxiais	37
4.3 Ensaio de campo.....	40
4.3.1 Sondagens à percussão (SPT).....	40
4.3.2 Ensaio GPR.....	40
4.3.3 Prova de carga em placa.....	42
4.3.3.1 Prova de carga em placa com solo natural.....	42
4.3.3.2 Prova de carga em placa com solo inundado.....	45
4.3.4 Prova de carga horizontal.....	47

5 CONCLUSÕES.....	52
REFERÊNCIAS	54
ANEXO A – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE PLACA EM SOLO NATURAL	58
ANEXO B – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE PLACA EM SOLO INUNDADO	60

1 INTRODUÇÃO

Na área da Geotecnia, é preciso que haja, ao se realizar uma pesquisa científica, a identificação de parâmetros que representem as características do solo a ser analisado. Devido a tal necessidade, é uma crescente a criação de campos experimentais destinados a servir de local base para a feitura de estudos geotécnicos.

Os campos experimentais têm a função de subsidiar a realização de investigações geotécnicas, que podem ser de laboratório e de campo, um tipo responsável por complementar a outro. As de laboratório objetivam determinar as características físicas, mecânicas e hidráulicas, assim como de deformabilidade do solo (DAS, 2007). Os ensaios de campo, por sua vez, são importantes por haver a possibilidade de, por meio deles, determinar parâmetros geotécnicos in loco.

1.1 Objetivos

Este trabalho visa a caracterizar, geotecnicamente, o subsolo do campo experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará.

1.2 Estrutura da Monografia

No que concerne à estrutura da monografia, tem-se, após este tópico introdutório, o capítulo "Revisão da Literatura", no qual são abordados os princípios que servem de base para a realização deste trabalho. Em seguida, há a seção "Materiais e Métodos", que elenca e descreve a metodologia e os procedimentos adotados para a concretização dos objetivos da pesquisa. Na sequência, há o capítulo "Apresentação e Análise dos Resultados", em que consta a análise dos resultados dos ensaios geotécnicos referentes ao subsolo do campo experimental em estudo.

O tópico "Conclusões" apresenta, de forma resumida, os principais resultados deste estudo e as sugestões para pesquisas futuras. Na sequência, estão os tópicos "Referências" e "Anexo".

2 REVISÃO DA LITERATURA

Para a execução de projetos de engenharia, é necessário, preliminarmente, caracterizar o solo que receberá a obra. Dessa forma, o objetivo de uma adequada investigação geotécnica é obter a estratigrafia do subsolo; identificar nele algum tipo de contaminação, quando ocorrer; obter a profundidade do nível d'água (NA) e possibilitar a obtenção dos parâmetros do solo para a realização de previsões de comportamento.

A análise de solos dá-se pela execução de ensaios em laboratório e em campo. Para a feitura de procedimentos laboratoriais, deve ocorrer, primeiramente, o processo de retirada de amostra, a qual pode ser deformada ou indeformada. O primeiro tipo consiste na retirada de solo sem que haja obrigatoriedade de preservação de suas características, como a umidade e a estrutura. Em contrapartida, no segundo tipo, elas devem ser mantidas, a fim de que exista uma representação do estado natural do material (KNAPPETT; CRAIG, 2014).

Muitas das pesquisas geotécnicas técnico-científicas se dão em terrenos destinados a fornecer dados para tais estudos, que são os chamados campos experimentais. A utilização dessas áreas é de grande utilidade já que, a partir do acúmulo de informações geradas, possibilitam o desenvolvimento de outras pesquisas aplicadas. Há ainda uma motivação relativa à prática da engenharia, uma vez que, devido a problemas geotécnicos em algumas localidades, tem sido necessária a análise do comportamento do solo diante de determinadas situações.

O primeiro campo experimental brasileiro, datado de 1974, está localizado na cidade do Rio de Janeiro, ao lado da rodovia Rio Petrópolis, na margem esquerda do rio Sarapuí. Sua origem se deu pela necessidade do desenvolvimento de estudos vinculados a projetos de aterros rodoviários sobre solos moles, em virtude de, em várias regiões do Brasil, esse tipo de problema ser frequente, especialmente na Baixada Fluminense. Os demais campos brasileiros foram criados a partir da segunda metade da década de 1980 (CAVALCANTE et al., 2006).

A literatura disponibiliza diversos trabalhos científicos sobre caracterização de campos experimentais de Geotecnia, a exemplo do que foi apresentado por Cavalcante et al. (2006). Os autores descreveram os aspectos geotécnicos de Campos Experimentais de Geotecnia e Fundações a partir de 11 localidades do Brasil, 9 dos quais estão nas regiões Sul e Sudeste. Os estudos realizados nesses subsolos foram responsáveis por embasar as pesquisas desenvolvidas em dissertações, teses e publicações científicas, assim como expõe a Tabela 1.

Tabela 1 – Resumo da quantidade de teses e dissertações concluídas até 2005 através de pesquisas em campos experimentais brasileiros

CAMPO EXPERIMENTAL DE GEOTECNIA		Teses e dissertações concluídas*	
Instituição de Origem	Cidade	Doutorado	Mestrado**
COPPE/UFRJ e PUC-Rio (Sarapuí) (IPR-DNER)	Rio de Janeiro	8	30
POLI/USP	São Paulo	3	5
EESC/USP	São Carlos	8	19
UNICAMP	Campinas	4**	8**
UNESP/FEB	Bauru	5**	1**
UNESP/FEIS	Ilha Solteira	3**	7
UNB	Brasília	3	8
UFPR	Curitiba	2**	2
UEL/PR	Londrina	-	1**
UEM/PR	Maringá	2**	-
UFPE (SESI – Ibura)	Recife	1	3
Total :		39	84

* Dados de outubro de 2005 informados pelos líderes de cada campo.

** Tese/dissertação defendida em outra Instituição com dados do campo.

Fonte: Cavalcante et al. (2006).

Ainda como exemplo de trabalhos científicos de caracterização geotécnica, há, em Moura et al. (2008), a apresentação de uma pesquisa em que os autores caracterizam um solo arenoso de dunas que serve de apoio a fundações de aerogeradores. Além dos ensaios de caracterização de laboratório, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras reconstituídas, e, em campo, foram executadas sondagens à percussão (SPT) e de ensaios pressiométricos (PTM). Como exemplos de resultados encontrados, observou-se que, a partir dos ensaios oedométricos, a compressibilidade do solo estudado é muito pequena e que, ao longo da profundidade, o módulo de cisalhamento pressiométrico apresenta crescimento progressivo e o ângulo de atrito, obtido do ensaio de cisalhamento direto, não varia.

Gon (2011) efetuou um estudo de análise de propriedades geotécnicas, através de ensaios de laboratório, de um solo de diabásio da região de Campinas, São Paulo, a fim de o classificar. Os ensaios de limite de Atterberg, por exemplo, permitiram classificaram tal solo como sendo medianamente plástico. Os ensaios de adensamento realizados com saturação em determinados níveis de carga identificaram o material como colapsível em toda sua extensão, com maior propensão a colapsar na camada inicial. As curvas do ensaio de compactação indicaram valores médios característicos de solo siltoso pouco arenoso. As curvas de retenção de água, por sua vez, mostraram-se do tipo bimodal, típicas de solos tropicais. A importância desse estudo está no fato de que esse subsolo apresenta relevância para a prática e para o desenvolvimento da Engenharia Geotécnica do estado de São Paulo.

Nascimento e Quental (2011) fizeram uma caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu, em Tibau do Sul, Rio Grande do Norte. O objetivo dessa pesquisa foi, além de caracterizar essa falésia, estudar a influência da cimentação do solo no seu comportamento. Do estudo, concluiu-se que essa falésia é composta por quatro camadas, cujos solos apresentam variados graus de cimentação. Ademais, a partir dos ensaios triaxiais realizados, identificou-se a contribuição da cimentação do solo nas condições de estabilidade da encosta. Com esse conhecimento, tem-se subsídio também para tratar de vários problemas vinculados à Engenharia Geotécnica nesse tipo de solo.

Em Menegotto et al. (2016), caracterizou-se geotecnicamente o solo da área experimental da Universidade Federal da Fronteira Sul (UFFS), no Campus Chapecó. Com o estudo, objetivou-se, além de oferecer subsídios para pesquisas futuras na área, entender o comportamento do solo em obras geotécnicas empregadas na região oeste do estado de Santa Catarina.

Com o intuito de investigar o comportamento de estacas escavadas hélice contínua e estacas cravadas metálicas submetidas a carregamentos laterais em areia, Araújo (2013a) efetuou um estudo experimental em um local com aspectos geológicos de areias de dunas. Para tanto, efetuaram-se ensaios de campo de sondagem SPT, de piezocone e de prova de carga estática. Além disso, foram feitos os seguintes ensaios de laboratório: ensaios de análise granulométrica, massa específica dos sólidos, índice de vazios máximo e mínimo e compressão triaxial.

Vianna (2000) analisou 34 provas de carga estática em estacas pré-moldadas de concreto, cravadas na cidade de Curitiba e na região Metropolitana. Para cada um dos métodos utilizados para previsão das capacidades de carga, esses valores, após terem sido propostos fatores de correção, aproximaram-se da carga última obtida pelo critério de Van der Veen (1953). A aplicabilidade de tal critério, por sua vez, foi estudada com base em quatro provas de carga conduzidas até a ruptura, além de ter sido determinado um método de avaliação da extrapolação das curvas carga x recalque em ensaios encerrados sem atingir a ruptura. Mediante esses gráficos, também compararam-se os resultados ajustados com os experimentais.

Menezes et al. (2004) executaram provas de carga axiais e estáticas submetidas a esforços de tração e compressão e a carregamentos horizontais, em estacas pré-moldadas ensaiadas em areias porosas. Para a realização desse estudo, foi utilizado o Campo Experimental de Fundações localizado no campus da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista (FEIS/UNESP), cujo subsolo arenoso de alta

porosidade, característica geotécnica que pode ser encontrada em todo o centro-sul do Brasil, é semelhante ao de várias cidades importantes do interior do Estado de São Paulo. Em tal campo experimental, foram feitos ensaios de campo, como o SPT. Além disso, retiraram-se blocos indeformados, nos quais se realizaram ensaios laboratoriais classificatórios e especiais.

No Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina (UEL), Miguel et al. (2001) efetuaram provas de carga horizontal em estacas escavadas a trado mecânico em solo colapsível no estado do Paraná, com a finalidade de obter o coeficiente de reação horizontal do solo e a sua variação quanto ao efeito da colapsibilidade. Para tanto, as provas de carga são feitas com o solo sem inundação e com pré-inundação por 48 horas, havendo a geração das curvas carga versus deslocamento horizontal. Os resultados dos ensaios permitiram também determinar os gráficos do coeficiente de reação horizontal versus o deslocamento horizontal junto à superfície do terreno. Os maiores deslocamentos foram os do solo pré-inundado, e a carga horizontal de ruptura das estacas foi estimada pelo método de Van der Veen (1953).

Araújo (2013b) elaborou uma metodologia para a criação de um sistema inteligente para estimar a porosidade efetiva em camadas sedimentares, a qual é um dos parâmetros mais importantes na caracterização de rochas reservatórios (petrolíferos ou aquíferos). Tal sistema gera a variável resposta a partir de um banco de dados construído com informações do Radar de Penetração no Solo (Ground Penetrating Radar – GPR). Os dados desse estudo foram obtidos em laboratório e em levantamentos GPR delineados em campo e laboratório. Os experimentos foram realizados em um sítio controlado situado na Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN). As aquisições GPR foram feitas sobre camadas de areias sobrepostas de três texturas diferentes: grossa, média e fina.

Gandolfo et al. (2001), visando a determinar a estratigrafia rasa da Ilha Comprida, localizada no litoral sul do Estado de São Paulo, efetuaram o mapeamento estratigráfico da região através da utilização do GPR ao longo da estrada que corta transversalmente a ilha em sua porção extremo sudeste. Essa pesquisa também teve a finalidade de evidenciar a potencialidade de aplicação desse método geofísico de alta resolução em estudos estratigráficos rasos em áreas costeiras, bem como em obras civis e em obras de gerenciamento ambiental. Também se pôde estabelecer uma correlação estratigráfica entre o que se obteve pelo GPR e o que consta na literatura.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Metodologia

A caracterização geotécnica do subsolo do campo experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará se dará nas seguintes etapas:

- a) Coleta de dados sobre a localização do CEGEF – UFC;
- b) Realização de ensaios geotécnicos de caracterização física, bem como coleta de resultados desse tipo de ensaio, obtidos de estudos feitos anteriormente a esta pesquisa;
- c) Coleta de resultados de ensaios geotécnicos especiais;
- d) Coleta de resultados de ensaios geotécnicos de campo;
- e) Compilação dos parâmetros do subsolo em análise, os quais foram obtidos dos ensaios geotécnicos realizados, bem como dos resultados coletados a partir de ensaios feitos anteriormente a esta pesquisa.

3.2 Local de Estudo

O local de estudo da pesquisa em questão é o Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará (CEGEF – UFC), localizado no Campus do Pici, em uma área de 900 m². A Figura 1 apresenta a localização de tal região.

Figura 1 – Localização do Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará



Fonte: Almeida (2018).

3.3 Ensaios Geotécnicos

Para a caracterização do CEGEF – UFC, foram coletados resultados de ensaios geotécnicos dos seguintes tipos: de caracterização física, especiais e de campo. O procedimento de cada um é descrito a seguir.

3.3.1 Ensaios de Caracterização Física

Para o solo nas profundidades de 20 cm, 60 cm e 110 cm, foram executados os seguintes ensaios de caracterização física: granulometria por peneiramento e por sedimentação, densidade real, limite de liquidez (w_L), limite de plasticidade (w_P), umidade natural e compactação na energia do proctor normal.

Quanto aos ensaios de caracterização, executados com amostras deformadas, realizou-se, inicialmente, o ensaio de granulometria. A análise granulométrica, que corresponde à determinação das faixas de tamanhos dos grãos em um solo, compreende os processos da sedimentação e do peneiramento grosso, que são regulamentados pela NBR 7181 (ABNT, 2016). A partir disso, foi possível descrever as curvas granulométricas do subsolo do campo experimental, de acordo com Menezes (2018).

Realizaram-se ensaios de densidade real conforme a Norma 093 (DNER, 1994) e ensaios para a obtenção os limites de Atterberg – limite de liquidez (w_L) e de plasticidade (w_P) – segundo recomendações da NBR 6459 (ABNT, 1984) e da NBR 7180 (ABNT, 1984). Além disso, determinou-se a umidade natural do solo, por meio do método da estufa.

Executaram-se ainda ensaios de compactação, preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016). Após a etapa de preparação, adicionou-se água ao solo, em uma bandeja cilíndrica, até se obter, aproximadamente, uma umidade 5% abaixo da umidade ótima. A energia aplicada foi a referente ao ensaio de Proctor Normal, cujo corpo de prova cilíndrico é compactado com a aplicação de 25 golpes por camada, havendo, no total, a formação de três camadas.

Visando-se a determinar a curva de retenção de água por secagem, foi executado o ensaio de papel-filtro. Almeida (2018) e Lopes (2018) realizaram este método com a amostra indeformada extraída da profundidade de 80 cm do CEGEF – UFC. Os corpos de prova foram moldados em anéis de aço de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. O papel-filtro utilizado foi do tipo Whatman N° 42.

Depois de moldadas as amostras, transpassou-se o limite da circunferência inferior do anel com papel-filtro, o qual, por fim, foi preso à lateral do molde com fita adesiva, a fim de que não houvesse perda de material. Em seguida, para serem saturados pela ação da capilaridade, os corpos de prova foram postos em uma bacia contendo uma fina lâmina d'água, conforme indica a Figura 2. Esse processo se deu por duas horas, aproximadamente.

Figura 2 – Corpos de prova do ensaio do papel-filtro



Fonte: Almeida (2018).

Após a saturação, puseram-se as amostras em um local fresco e arejado, de modo que elas atingissem um dado valor de umidade, a qual foi controlada, durante as várias horas desse processo de secagem, por meio da variação de massa. Para tanto, utilizou-se uma balança de precisão de 0,01 g.

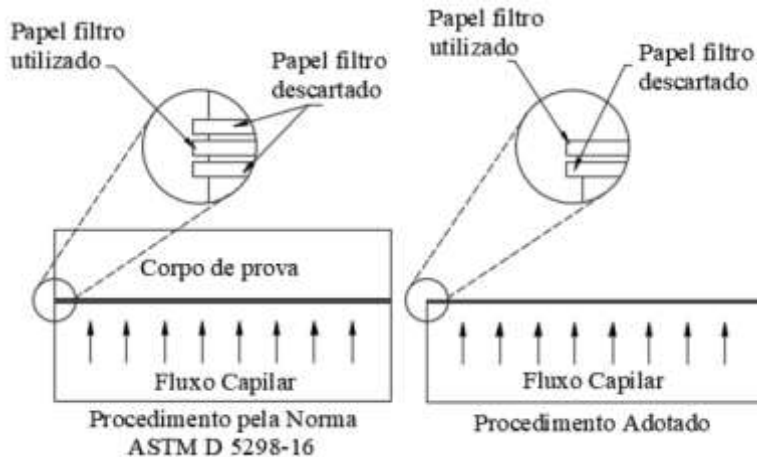
O ensaio de papel-filtro, depois de os corpos de prova estarem na umidade pretendida, é regulamentado pela ASTM D 5298 – 16. No entanto, para melhores resultados, foram adotadas as alterações propostas por Marinho (2000) e Rios (2006).

O ensaio foi realizado conforme a recomendação de Marinho (1994), que indica que o papel-filtro não deve ser previamente seco, para não haver alterações das características de absorção do material. A norma ASTM D 5298 – 16, por sua vez, prevê que tal secagem seja feita por, pelo menos, 16 horas antes do início do ensaio.

Ainda segundo a prescrição normativa, devem ser dispostos, entre dois corpos de prova, três papéis-filtro, dos quais o do meio é usado para determinar a sucção matricial e os demais são responsáveis por proteger o central. No ensaio em questão, adotou-se o procedimento com alterações, que consiste no uso de dois papéis-filtro sobre uma amostra,

dos quais o superior mede a sucção e o inferior o protege. Essas diferenças estão expostas na Figura 3.

Figura 3 – Diferenças da aplicação do método do papel-filtro: procedimentos normatizado e adotado



Fonte: Adaptado de Leme (2015).

O Posteriormente, as amostras foram envoltas, em sequência, por papel-filme, papel-alumínio e papel-filme novamente, a fim de se evitar alterações de umidade. Além disso, elas foram armazenadas em uma caixa de isopor, na qual permaneceram pelo tempo de equalização, previsto em norma, do conjunto papel-solo, que é de 7 dias. Passado esse período, pesaram-se os papéis-filtro em uma balança de precisão de 0,0001 g. Em seguida, após passarem 24 horas em estufa, fez-se outra pesagem.

As equações de Chandler et al. (1992), expostas abaixo, foram as utilizadas para o cálculo da sucção matricial.

$$\Psi = 10^{6,05 - 2,48 \log(w)} \text{ para } w > 47\% \quad (3.1)$$

$$\Psi = 10^{4,84 - 0,0622w} \text{ para } w \leq 47\% \quad (3.2)$$

3.3.2 Ensaios Especiais

Os ensaios especiais realizados no CEGEF – UFC foram os seguintes: ensaios oedométricos, ensaios de cisalhamento direto e ensaios de compressão triaxial, cuja metodologia será descrita a seguir.

3.3.2.1 Ensaio Oedométricos

O ensaio oedométrico, normatizado pela NBR 12007 (ABNT, 1990), visa a determinar os deslocamentos verticais quando da aplicação de cargas, que são incrementadas ao longo do tempo. As amostras, que podem ser indeformadas ou compactadas em laboratório, devem ser manejadas de modo a manter preservadas as condições naturais do campo.

Ao ser colocado na célula de adensamento, o corpo de prova, localizado entre duas pedras porosas, é saturado. Em seguida, inicia-se o processo de aplicação dos carregamentos. As leituras dos deslocamentos verticais são feitas através de um extensômetro, até que seja alcançado 90% de adensamento.

Para os ensaios de adensamento no CEGEF – UFC, feitos para o NSAT (2015), utilizaram-se amostras indeformadas das profundidades de 1,0 m a 1,5 m e de 1,5 m a 2,0 m.

3.3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Para a realização dos ensaios de cisalhamento, foram moldados corpos de prova, também a partir de amostras indeformadas coletadas, que foram colocados em uma caixa metálica bipartida e, posteriormente, submetidos aos processos de saturação e de adensamento. Em seguida, foi aplicada uma força normal constante, pela introdução de pesos à estrutura do equipamento, até que se atingisse a tensão normal definida para o ensaio. Depois disso, os corpos de prova foram cisalhados pelo deslocamento horizontal relativo das partes da caixa de cisalhamento.

As tensões normais aplicadas no ensaio em questão, por Menezes (2018), foram de 50, 100 e 200 kPa. Assim, ensaiaram-se, de forma drenada, na velocidade de 0,6mm/min, amostras extraídas das profundidades de 60 cm e de 110 cm.

3.3.2.3 Ensaio Triaxiais

O ensaio triaxial consiste em aplicar ao solo um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial. Essa aplicação se dá em um corpo de prova cilíndrico, o qual é impermeabilizado por uma membrana de borracha para, em seguida, ser colocado em uma câmara. Após isso, ela é cheia com água, sobre a qual é submetida uma pressão confinante, que atua em todas as direções (PINTO, 2006). O carregamento axial exercido sobre a amostra,

que se dá por meio do pistão que penetra a câmara de ensaio, gera um acréscimo de tensão axial, também denominado de tensão desviadora. Ela, por sua vez, gera uma deformação vertical.

O ensaio triaxial executado por Menezes (2018), que se deu na velocidade de 0,03 mm/min, foi do tipo CD, o qual corresponde à ocorrência de consolidação e de permanente drenagem, bem como à aplicação, no corpo de prova, de tensões efetivas. Esse ensaio também é chamado do tipo lento, pois o processo de dissipação da pressão neutra, que se dá com o aumento da tensão axial, deve ocorrer tão lento for necessário. Quanto menos permeável for o solo, mais lentamente isso acontecerá. Neste campo experimental, foram ensaiados corpos de prova das profundidades de 60 cm e de 110 cm. Para ambos os casos, as durações da montagem da célula, do processo de adensamento e do de ruptura foram, respectivamente, de 15 min, 30 min e 3h30min.

3.3.3 *Ensaio de Campo*

Os ensaios de campo realizados no CEGEF – UFC foram os seguintes: sondagens à percussão (SPT), GPR, prova de carga em placa e prova de carga horizontal, cuja metodologia será descrita a seguir.

3.3.3.1 *Sondagens à Percussão (SPT)*

De acordo com a NBR 6484 (2001), o SPT é um ensaio que visa a determinar o índice de resistência à penetração (NSPT) em um solo. Para tanto, é feita uma perfuração inicial de 1 m de profundidade. A partir disso, por meio do levantamento de um peso de 65 kg solto de uma altura de 75 cm a cada batida, o amostrador, que é cravado no solo, é responsável por coletar as amostras e por fornecer o NSPT. Esse índice indica o número de golpes necessários para que, em um trecho de 45 cm, haja penetração nos 30 cm finais. Assim, com a execução desse ensaio, conforme consta em Silva (2017), foi possível determinar o perfil estratigráfico do subsolo em estudo.

3.3.3.2 *Ensaio GPR*

O GPR (Ground Penetrating Radar), ou radar de penetração no solo, é um equipamento de investigação geofísica, não destrutivo, utilizado no imageamento de subsolo

superficial. Seu funcionamento se baseia na passagem do aparelho, munido de duas antenas, sobre trechos lineares de um terreno. Uma antena é a transmissora, responsável por enviar um sinal eletromagnético, que é refletido pelos materiais do solo e captado pela antena receptora.

O tempo de retorno dos sinais no GPR indica a profundidade dos materiais, e a intensidade dos sinais captados depende das diferenças das constantes dielétricas entre as camadas. Desse modo, é produzida uma imagem da qual se podem extrair informações acerca do(s) estrato(s) de solo(s) pesquisado(s), tais como mudanças de camadas, devido à interface entre materiais de diferentes resistividades; presença de tubulações etc. Ao se aplicar essa tecnologia ao campo experimental da UFC, pôde-se ter conhecimento das camadas do subsolo em estudo, assim como de suas propriedades.

3.3.3.3 Prova de Carga em Placa

Almeida (2018) e Lopes (2018) realizaram dois ensaios de placa estáticos rápidos, com um sistema de carga e de medição. O sistema de reação, por sua vez, ficou a cargo de um trator agrícola da marca Valtra, modelo BM125i 4x4 plat, de cerca de 6 toneladas.

As provas de carga em questão foram feitas com o solo natural (não saturado) e com o solo inundado (saturado). Para tanto, utilizou-se uma placa metálica rígida e circular de 0,30 metro de diâmetro, o qual foi escolhido após uma análise da carga disponível, a fim de se conseguir a maior tensão possível.

3.3.3.3.1 Prova de Carga em Placa com Solo Natural

Para este ensaio, retirou-se, inicialmente, a camada orgânica do solo do campo experimental em estudo, a qual foi de cerca de 20 cm de espessura, para que houvesse uma regularização da região do terreno a ser ensaiada. Nessa superfície aplainada, posicionou-se o sistema de carga entre as rodas dianteiras do trator, exatamente no centro. Isso indica que apenas uma parte da carga do sistema de reação foi usada no ensaio.

Para a realização do ensaio de carga em placa com solo natural, aplicaram-se 10 estágios de carregamento e 4 de descarregamento. Associados a cada estágio, havia uma pressão manométrica e uma correspondente carga de ensaio, conforme apresenta a Tabela 2.

Tabela 2 – Calibração das pressões de ensaio

Estágio	Pressão manométrica (kgf/cm ²)	Carga (kgf)	Pressão (kPa)
1	5	372	52
2	10	743	103
3	12	892	124
4	16	1189	165
5	20	1486	206
6	24	1784	248
7	28	2081	289
8	32	2378	330
9	36	2676	371
10	38	2825	392
11	30	2230	309
12	20	1486	206
13	10	743	103
14	0	0	0

Fonte: Almeida (2018).

Em geral, as leituras das deformações para os estágios de carga, realizadas por dois extensômetros, foram feitas nos instantes 0, 1, 2 e 5 minutos. No entanto, para o último estágio de carregamento, os instantes de leitura foram em 0, 1, 2, 5, 8, 15, 30 e 60 minutos.

Pela Figura 4, nota-se o estado da placa metálica antes e após a execução do ensaio. Diante disso, em virtude do não embutimento da placa no solo, conclui-se que ela sofreu apenas uma pequena deformação.

Figura 4 – Estado da placa metálica antes e após realização do ensaio em solo natural



Fonte: Almeida (2018).

3.3.3.3.2 Prova de carga em placa com solo inundado

Do mesmo modo como no ensaio com solo natural, retirou-se a camada orgânica da região do terreno a ser ensaiada para fins de aplainamento. Em seguida, posicionou-se o sistema de reação e a placa metálica. Ao redor desta, fez-se um pequeno canal, o que, durante o período de uma hora, foi preenchido constantemente com água, a fim de saturar o solo, conforme indica a Figura 5.

Figura 5 – Processo de inundação do solo



Fonte: Almeida (2018).

Depois do procedimento de inundação, o canal foi preenchido com solo. Após isso, a execução do ensaio se deu como na prova de carga com solo natural, cujo processo está descrito no item anterior.

Por meio da Figura 6, tem-se ilustrado o estado da placa antes e após o ensaio. Assim, nota-se que ela foi embutida no terreno ao final do procedimento.

Figura 6 – Estado da placa metálica antes e após realização do ensaio em solo inundado

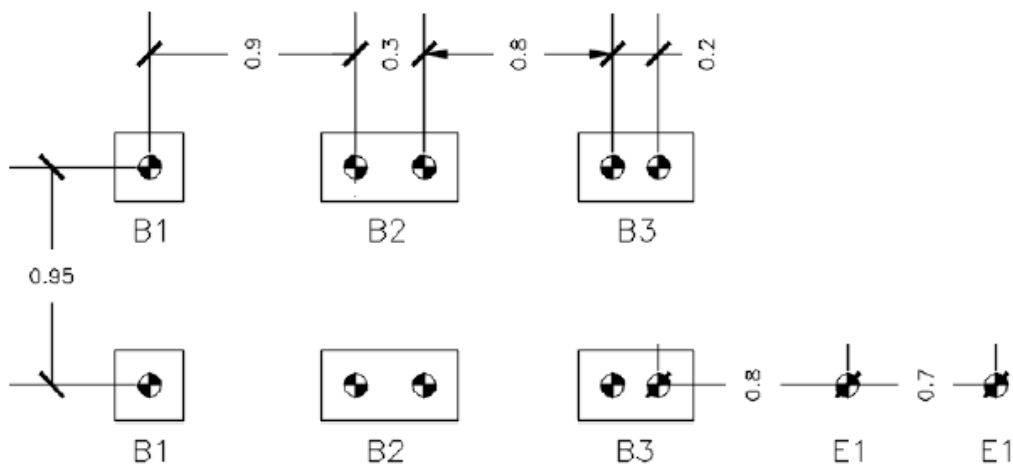


Fonte: Almeida (2018).

3.3.3.4 Prova de carga horizontal

Com o objetivo de determinar os deslocamentos horizontais em estacas locadas no subsolo do CEGEF – UFC ao serem submetidas por esforços transversais, Silva (2017) realizou quatro tipos de prova de carga horizontal (PCH), com a utilização de sistemas de carga e de medição. As dozes estacas do ensaio, cada uma com comprimento de 1,5 m e com diâmetro de 10 cm, foram escavadas e armadas. Elas foram executadas em quatro grupos distintos: isoladas com e sem bloco de coroamento e agrupadas duas a duas com espaçamento entre os eixos das estacas de 30 cm e de 20 cm, conforme indica a Figura 7.

Figura 7 – Representação da locação das estacas ensaiadas do tipo isoladas e agrupadas duas a duas



Fonte: Silva (2017).

Nas estacas em grupo, a adoção de dois valores de espaçamento entre eixos para a execução das PCHs teve como objetivo analisar, de maneira simplificada, como essa distância influencia no comportamento desse tipo de fundação ao receber esforços horizontais. Com o mesmo intuito de verificação de influência, retiraram-se os 5 cm de camada de concreto magro da base do bloco de coroamento das estacas em grupo que apresentam 20 cm de espaçamento entre eixos.

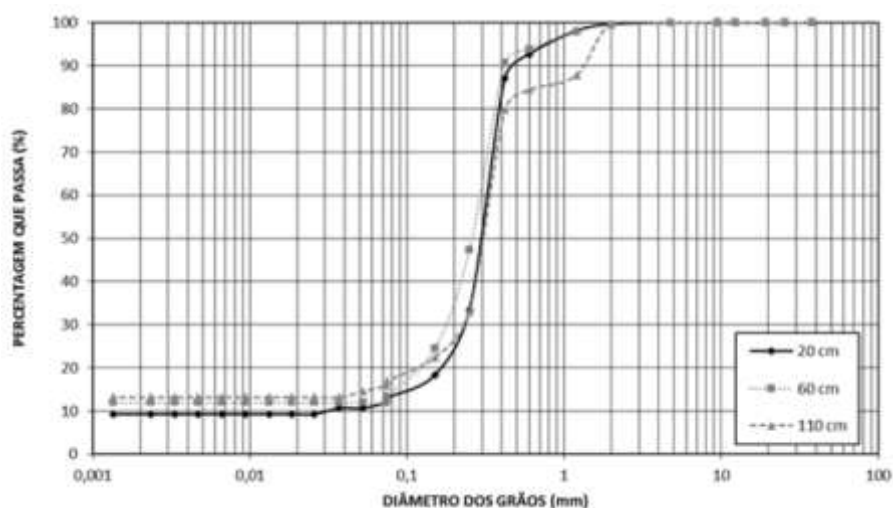
Durante o ensaio, a cada carregamento sucessivo que foi aplicado, até se atingir a carga de ruptura, foram feitas as leituras dos deslocamentos dos dois extensômetros por PCH em intervalos de 0 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min e 8 min. Após isso, geraram-se curvas de carga versus deslocamento horizontal, o qual, para cada estágio de carga, foi calculado com a divisão da soma das medidas indicadas nos dois extensômetros por 2.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Ensaios de caracterização física

A Figura 8 mostra as curvas granulométricas dos solos nas profundidades ensaiadas, ou seja, em 20, 60 e 120 cm, segundo Menezes (2018). A partir das curvas, observa-se que se trata de um solo arenoso, bastante homogêneo, com cerca de 10% de finos. Além disso, com o aumento da profundidade, há um acréscimo de cerca de 2% na quantidade de finos.

Figura 8 – Curva granulométrica do solo nas profundidades ensaiada

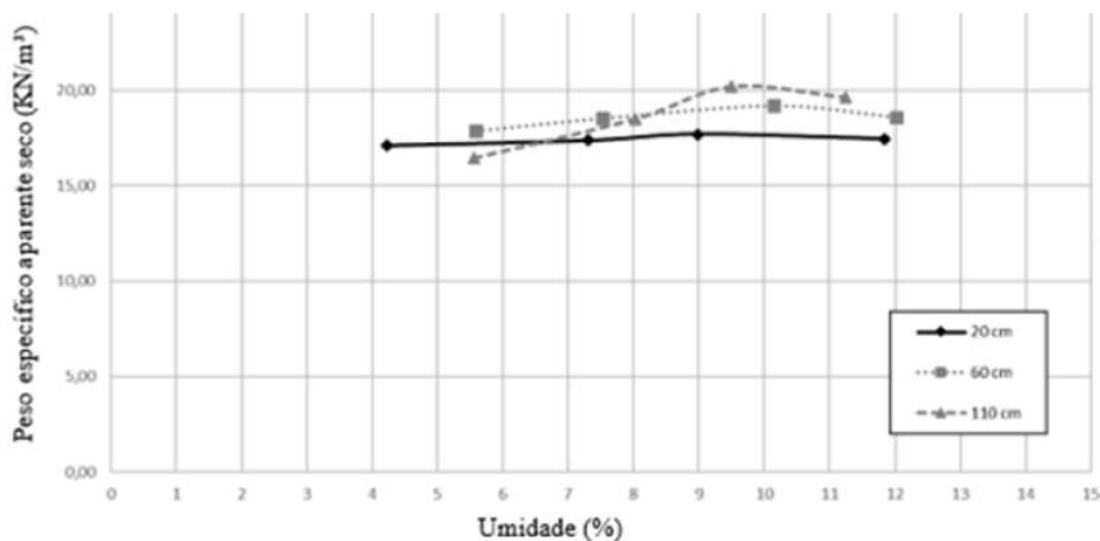


Fonte: Menezes (2018)

Com a execução dos ensaios dos limites de Atteberg, o resultado foi nulo para o índice de plasticidade (IP), o que denota características arenosas e não plásticas ao subsolo em análise. Ademais, para a densidade real nos solos das profundidades de 20 cm, 60 cm e 110 cm, os valores obtidos, conforme Menezes (2018), foram, respectivamente, de 2,51, 2,54 e 2,58. Quanto à umidade, para as profundidades de 20 cm, de 60 cm, e de 110 cm, obteve-se 4,9%, 11,3 % e 12,4%, respectivamente.

Na Figura 9, estão as curvas peso específico aparente seco (γ_d) x umidade (w), geradas dos ensaios de compactação para os solos das profundidades de 20 cm, 60 cm e 110 cm. Os gráficos, com comportamento não acentuado, típico de solos granulares, indicam pesos específicos secos máximos crescentes com a profundidade, os quais variam de 17,5 a 20,5 kN/m³. A umidade ótima, por sua vez, está entre 9% e 10%.

Figura 9 – Curvas de compactação para a energia do Proctor Normal



Fonte: Menezes (2018)

A Tabela 3 apresenta os percentuais granulométricos em cada profundidade. A Tabela 4, por sua vez, mostra o resumo de resultados de ensaios de caracterização.

Tabela 3 – Percentuais granulométricos em cada profundidade

Tipo	Intervalo	Profundidade (cm)		
		20	60	110
Pedregulho	> 4,8	0,00	0,07	0,00
Areia Grossa	4,8 - 2,00	0,41	0,50	0,29
Areia Média	2,00 - 0,42	12,52	8,77	19,90
Areia Fina	0,42 - 0,074	73,93	77,27	62,74
Silte	0,074 - 0,005	3,82	1,43	3,83
Argila	< 0,005	9,32	11,97	13,24
Argila Coloidal	< 0,001	0,00	0,00	0,00

Fonte: Menezes (2018).

Tabela 4 – Resumo de resultados de ensaios de caracterização

Características/Parâmetros	20 cm	60 cm	110 cm	Forma de obtenção
Classificação do solo	SM	SM	SM	Granulometria
Densidade real dos grãos (δ)	2,51	2,54	2,58	Picnômetro
Umidade natural (%)	4,9	11,3	12,4	Estufa
Limite de liquidez (w_L)	0	0	0	Limite de Atteberg
Limite de plasticidade (w_p)	0	0	0	Limite de Atteberg
γ_d (kN/m ³)	17,5	19,0	20,5	Compactação
w_{ot} (%)	9,0	10,2	9,6	Compactação

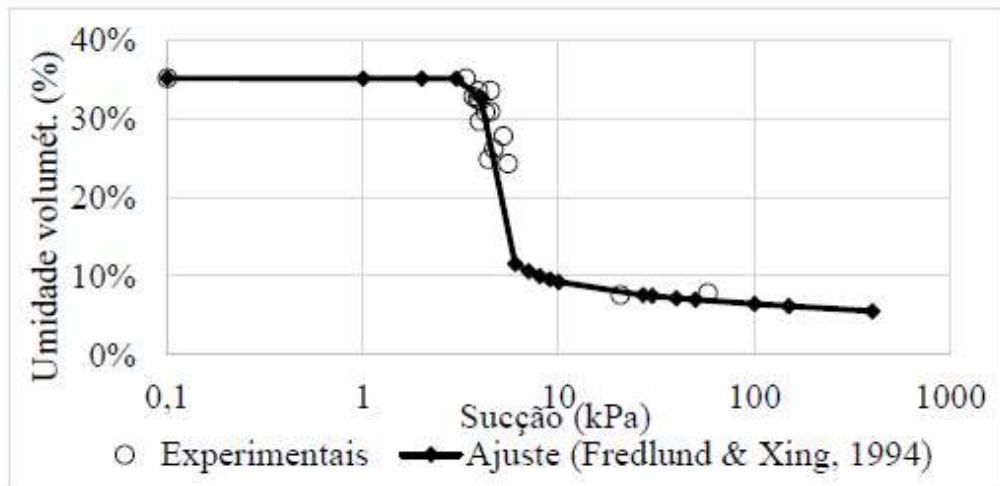
Fonte: Elaborada pela autora (2018).

Com a execução do método do papel-filtro, obtém-se a curva de retenção de água no solo. Esse gráfico, que consiste na representação da umidade volumétrica versus a sucção, ao ser ajustado por Fredlund & Xing (1994), conforme consta em Lopes (2018), tem a configuração da Figura 10. As equações abaixo são as de ajuste desse modelo.

$$\theta = C(\Psi) \frac{\theta_s}{\ln\left[e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (4.1)$$

$$C(\Psi) = 1 - \frac{\ln\left[1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right]}{\ln\left[1 + \frac{10^6}{\Psi_r}\right]} \quad (4.2)$$

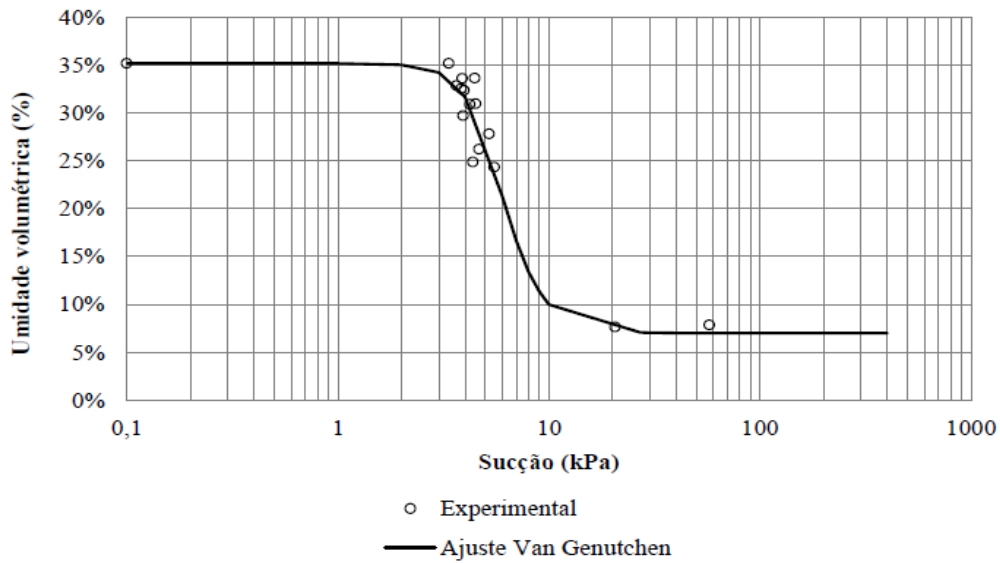
Figura 10 – Curva de retenção de água ajustada por Fredlund & Xing (1994)



Fonte: Lopes (2018).

A partir desse gráfico, tem-se sucção de entrada de ar de cerca de 3,36 kPa e umidade volumétrica de saturação (θ_s) de 35%. Ademais, em função dos ensaios, há uma variação de sucção de 0 a 58 kPa. Com o ajuste da curva de retenção pelo modelo de Van Genuchten (1980), com os parâmetros $\theta_s = 35,19\%$, $\theta_r = 7,00\%$, $\alpha = 0,18$ e $n = 5$ e $m = 0,75$, obtém-se o gráfico da Figura 11 (ALMEIDA, 2018).

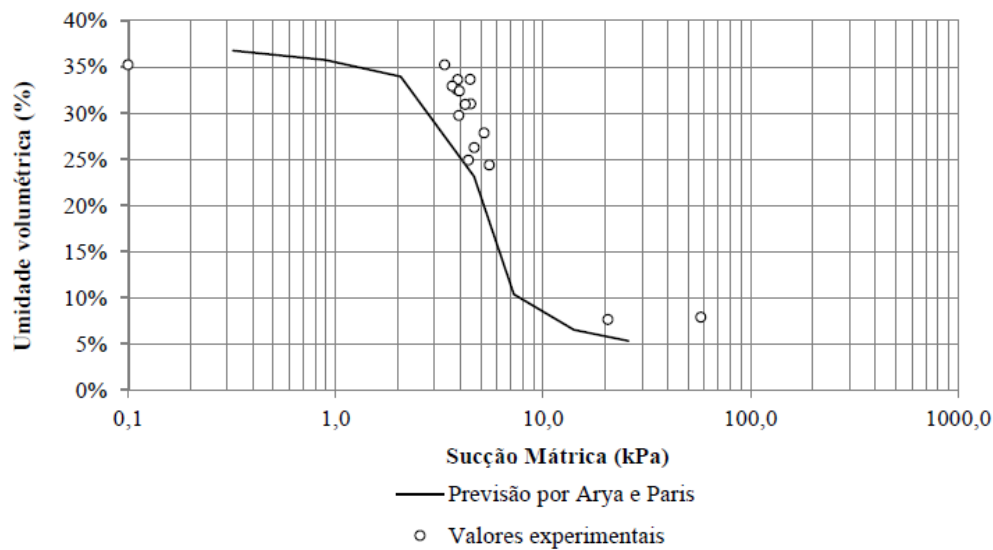
Figura 11 – Curva de retenção de água ajustada por Van Genuchten (1980)



Fonte: Almeida (2018).

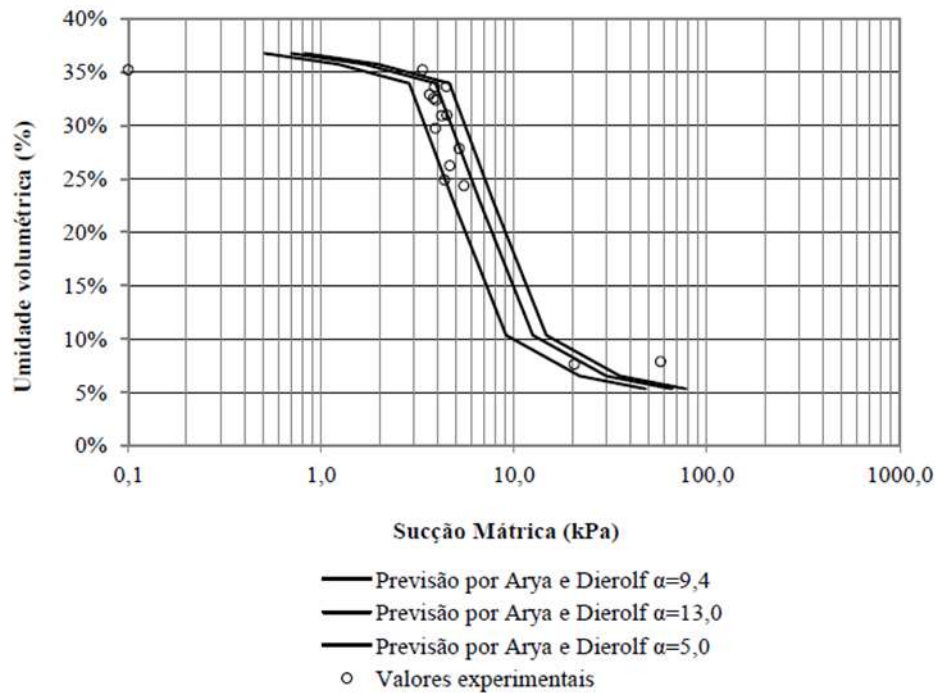
Almeida (2018) também aplicou os métodos de Arya e Paris (1981) e de Arya e Dierolf (1989), com base nos dados granulométricos do solo, para obtenção das previsões da curva de retenção, que estão representadas nas Figuras 12 e 13. A partir delas, observa-se que as previsões, apesar das discrepâncias, tenderam a seguir a forma da distribuição dos valores experimentais ao longo dos eixos coordenados.

Figura 12 – Curva de retenção de água prevista por Arya e Paris (1981)



Fonte: Almeida (2018).

Figura 13 – Curva de retenção de água prevista por Arya e Dierolf (1989)



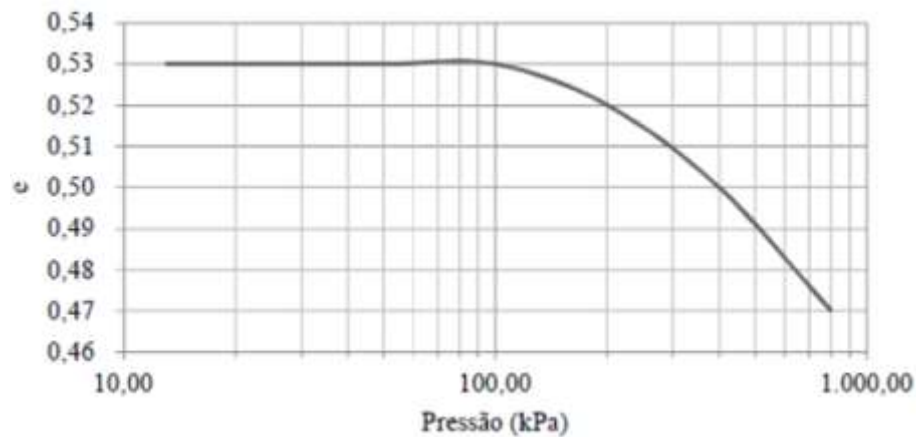
Fonte: Almeida (2018).

4.2 Ensaio especiais

4.2.1 Ensaio oedométricos

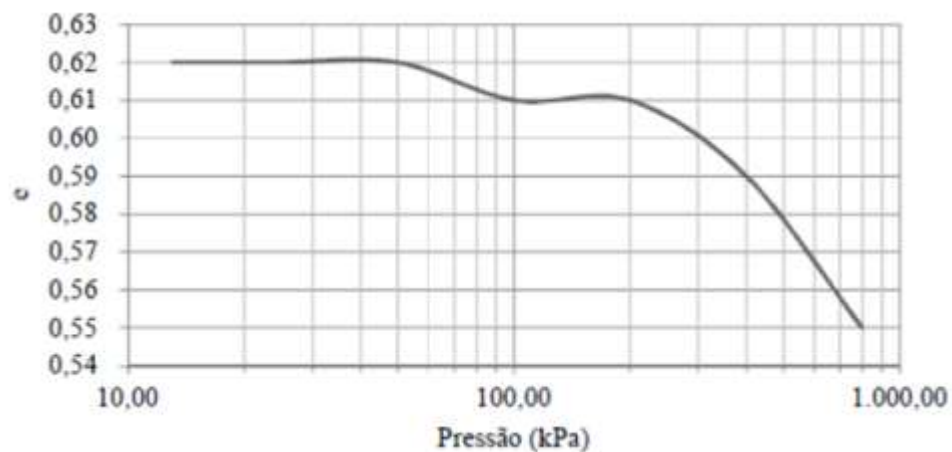
O ensaio de adensamento, que foi apresentado no VIII Simpósio de solos não saturados (ÑSAT, 2015), foi executado com duas amostradas indeformadas. Para a amostra retirada na profundidade entre 1,0 e 1,5 m, o módulo de elasticidade oedométrico (E_{OED}) e o módulo de Young (E) obtidos foram 17600 kPa e 10966 kPa, respectivamente. Para a amostra correspondente à profundidade entre 1,5 e 2,0 m, E_{OED} foi de 21600 kPa, e E foi de 13458 kPa. As Figuras 14 e 15 descrevem graficamente o ensaio em questão, o que mostra aumento da rigidez do solo com a profundidade.

Figura 14 – Ensaio de adensamento para o solo da profundidade de 1,0 m a 1,5 m



Fonte: Adaptado de ÑSAT (2015)

Figura 15 – Ensaio de adensamento para o solo da profundidade de 1,5 m a 2,0 m

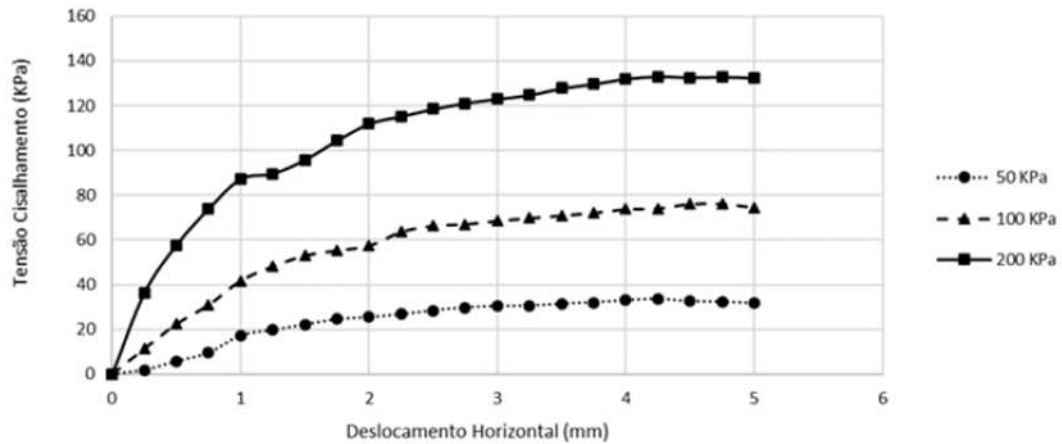


Fonte: Adaptado de ÑSAT (2015)

4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

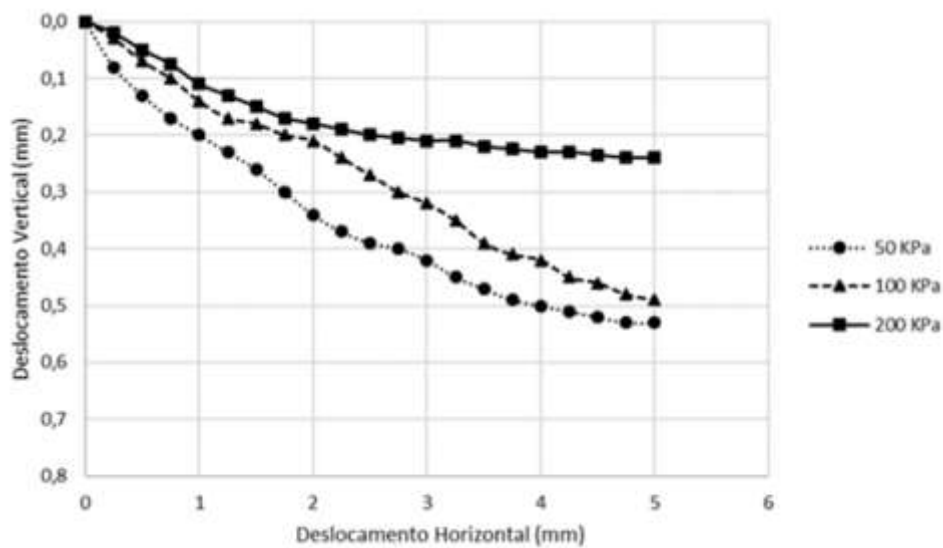
Menezes (2018) realizou ensaios de cisalhamento direto em corpos de provas obtidos de amostras indeformadas retiradas das profundidades de 60 cm e 110 cm. Os deslocamentos horizontais dos ensaios foram de, no máximo, 5 mm. As curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal dos corpos de prova obtidos da amostra da profundidade de 60 cm são mostradas na Figura 16, e as curvas de variação volumétrica versus deslocamento horizontal são apresentadas na Figura 17.

Figura 16 – Curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal da amostra da profundidade de 60 cm



Fonte: Menezes (2018).

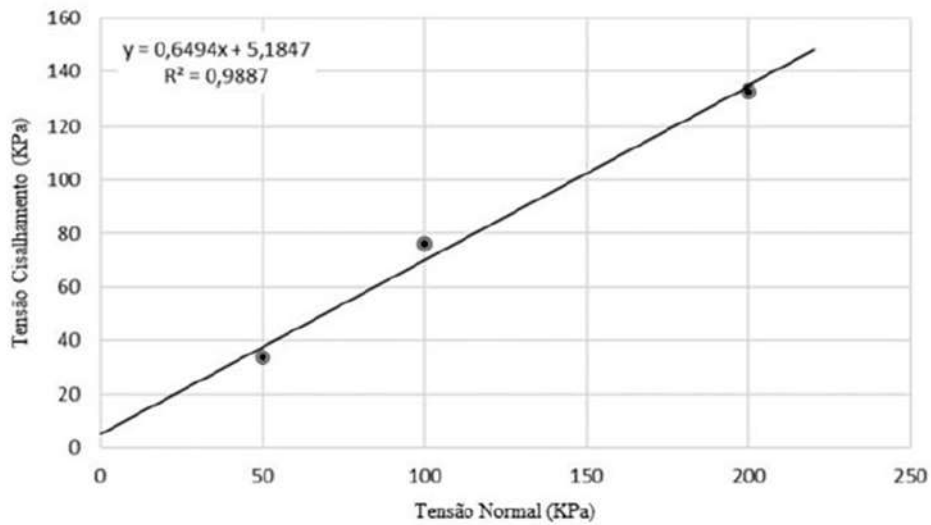
Figura 17 – Curvas variação volumétrica versus deslocamento horizontal da amostra de 60 cm



Fonte: Menezes (2018).

Apresenta-se, na Figura 18, a envoltória de resistência da amostra retirada da profundidade de 60 cm. A partir dela, estima-se um ângulo de atrito efetivo de 33° e um intercepto coesivo de 5,2 kPa.

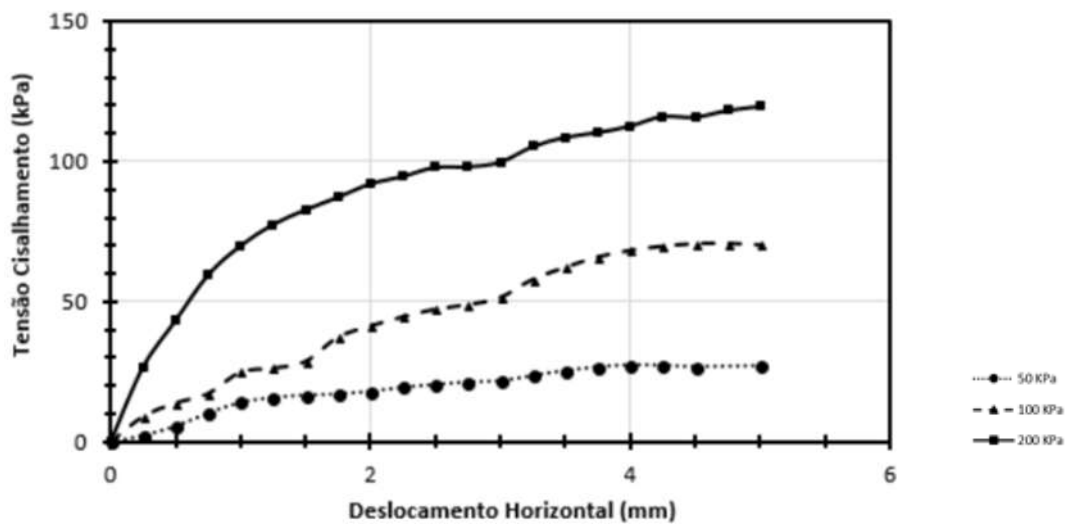
Figura 18 – Envoltória de resistência da amostra de 60 cm



Fonte: Menezes (2018).

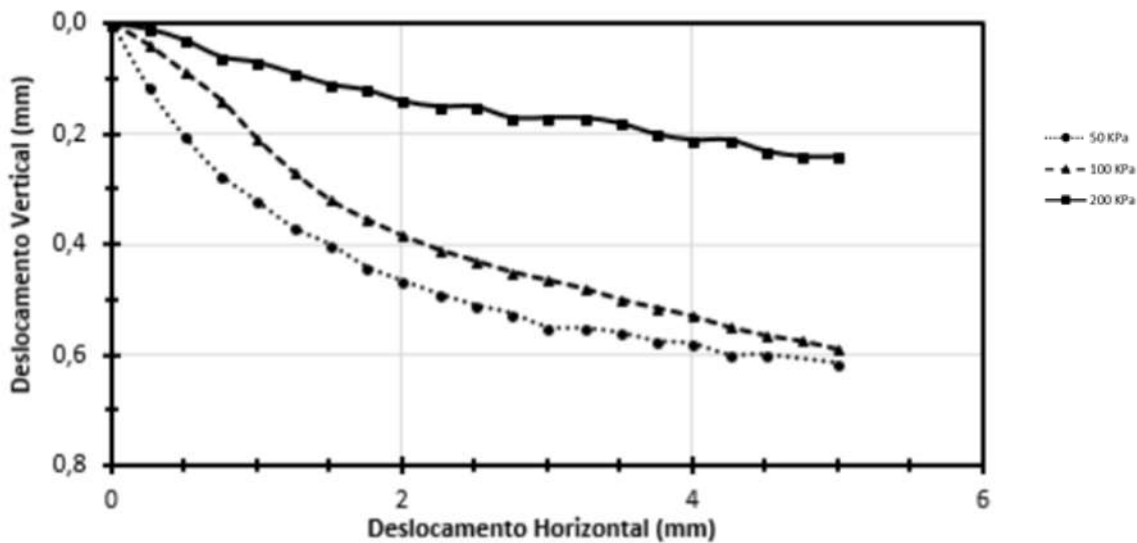
As curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal dos corpos de prova obtidos da amostra da profundidade de 110 cm são mostradas na Figura 19, e as curvas de variação volumétrica versus deslocamento horizontal são apresentadas na Figura 20.

Figura 19 – Curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal da amostra da profundidade de 110 cm



Fonte: Menezes (2018)

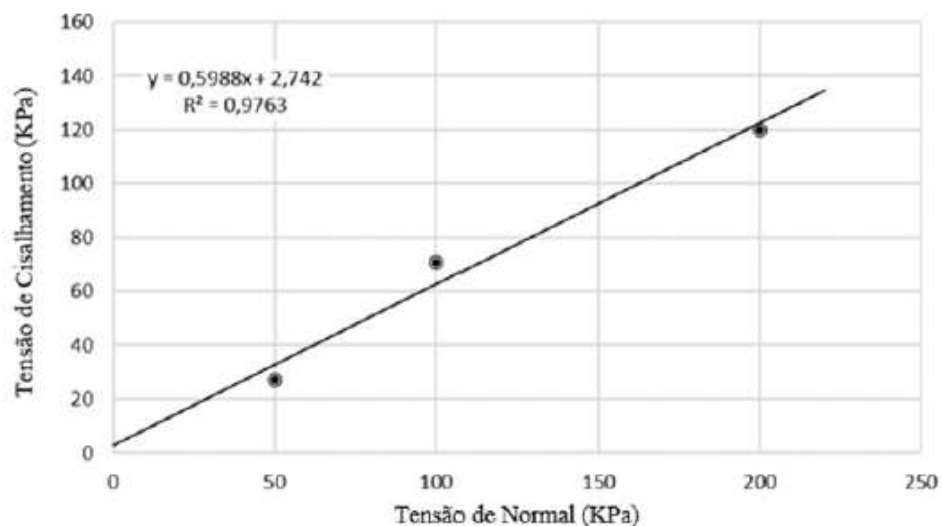
Figura 20 – Curvas variação volumétrica versus deslocamento horizontal da amostra de 110 cm



Fonte: Menezes (2018).

Apresenta-se, na Figura 21, a envoltória de resistência da amostra retirada da profundidade de 110 cm. A partir dela, estima-se um ângulo de atrito efetivo de $31,8^\circ$ e um intercepto coesivo de 1,3 kPa.

Figura 21 – Envoltória de resistência da amostra de 110 cm



Fonte: Menezes (2018).

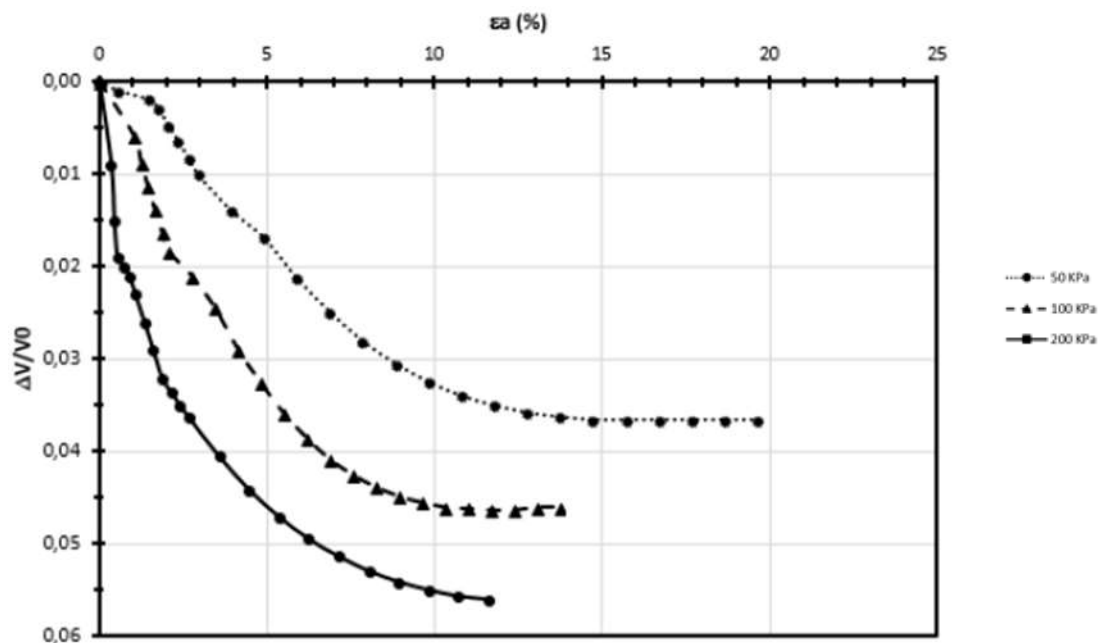
Com bases nas envoltórias das Figuras 18 e 21, observa-se pouca variação do ângulo de atrito do solo com o aumento da profundidade. Segundo Pinto (2006), os ângulos

obtidos estão inseridos na faixa correspondente a areias mal graduadas de grãos arredondados, que é de 28° a 35°. Por outro lado, nota-se uma diminuição mais significativa do valor da coesão, o que pode estar relacionado ao aumento da umidade natural em profundidades maiores. Além disso, observa-se que as curvas das Figura 16 e 19 apresentam valores máximos sem pico e que ocorre a redução da altura dos corpos de prova com o cisalhamento (Figuras 17 e 20), o que é típico de areias menos rígidas e fofas.

4.2.3 Ensaios triaxiais

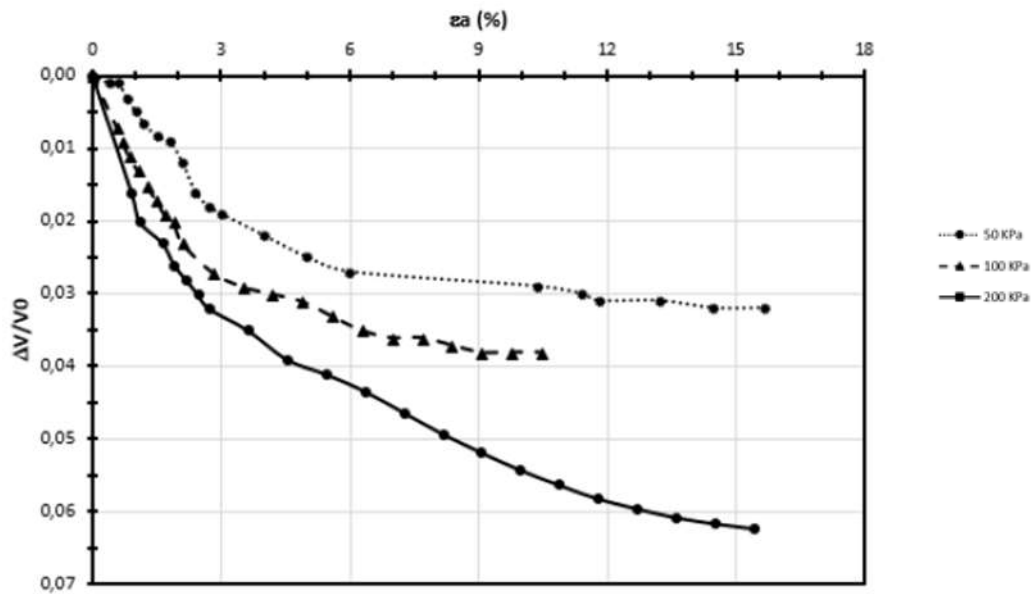
Aplicando-se tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa para a realização dos ensaios, que foram do tipo adensado e drenado (CD), conforme Menezes (2018), determinaram-se, para os solos das profundidades de 60 cm e 110 cm, as curvas $\Delta V/V_0$ versus deformação do solo (Figura 22 e Figura 23). De tais gráficos, nota-se redução do volume dos corpos de prova durante o cisalhamento.

Figura 22 – Curvas $\Delta V/V_0$ versus deformação do solo da amostra de 60 cm de profundidade



Fonte: Menezes (2018).

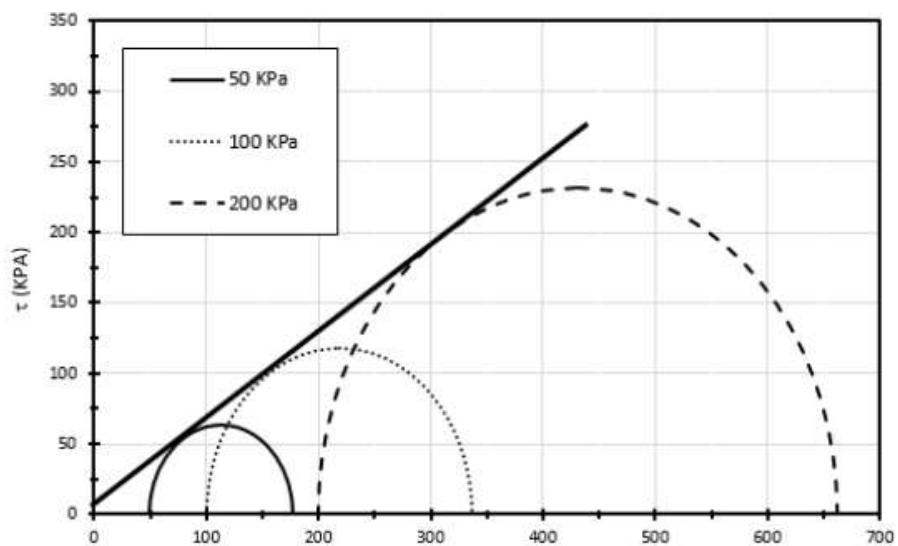
Figura 23 – Curvas $\Delta V/V_0$ versus deformação do solo da amostra de 110 cm de profundidade



Fonte: Menezes (2018).

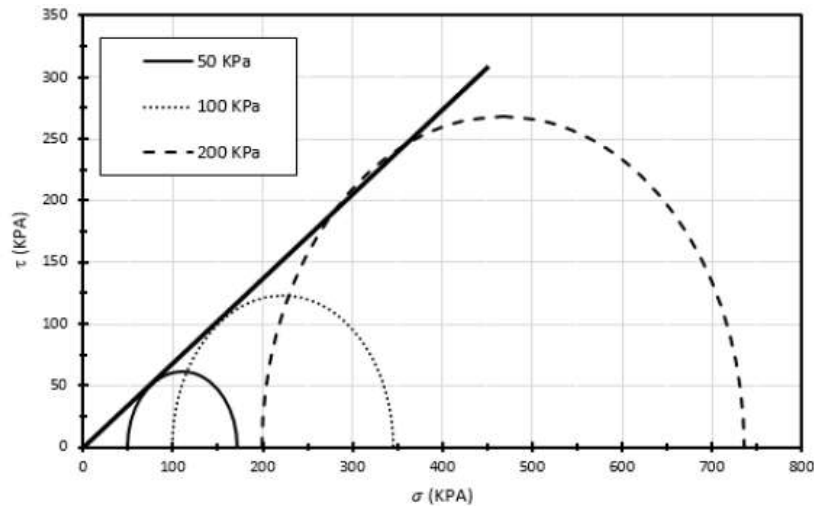
As Figuras 24 e 25 apresentam os círculos de Mohr com a envoltória de ruptura para, respectivamente, os solos das profundidades de 60 cm e de 110 cm.

Figura 24 – Envoltória de ruptura e círculos de Mohr do solo de 60 cm de profundidade



Fonte: Menezes (2018).

Figura 25 – Envoltória de ruptura e círculos de Mohr do solo de 60 cm de profundidade



Fonte: Menezes (2018).

Da Figura 24, obtêm-se ângulo de atrito de $31,6^\circ$ e intercepto coesivo de 7 kPa, que se referem à amostra da profundidade de 60 cm. Da Figura 25, obtêm-se ângulo de atrito de $33,5^\circ$ e intercepto coesivo nulo, que se referem à amostra da profundidade de 110 cm. Esses resultados apresentam pouca variação se comparados aos que foram obtidos dos ensaios de cisalhamento direto, o que indica concordância entre os dois métodos em questão. A Tabela 5 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios oedométricos. A Tabela 6, por sua vez, mostra o resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e dos triaxiais.

Tabela 5 – Resumo dos resultados dos ensaios oedométricos

Características/Parâmetros	De 1,0 m a 1,5 m	De 1,5 m a 2,0 m	Forma de obtenção
E_{OED} (kPa)	17.600	21.600	Ensaio oedométrico
E (kPa)	10.966	13.458	Ensaio oedométrico

Fonte: Elaborada pela autora (2018).

Tabela 6 – Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial

Características/Parâmetros	60 cm	110 cm	Forma de obtenção
ϕ	$33,0^\circ$	$31,8^\circ$	Cisalhamento direto
c (kPa)	5,2	1,3	Cisalhamento direto
ϕ	$31,6^\circ$	$33,5^\circ$	Triaxial
c (kPa)	7,0	0	Triaxial

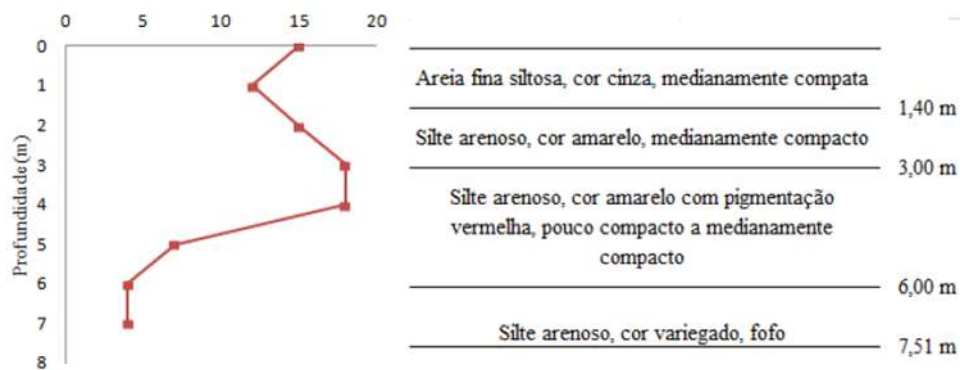
Fonte: Elaborada pela autora (2018).

4.3 Ensaio de campo

4.3.1 Sondagens à percussão (SPT)

No que se refere aos resultados da sondagem à percussão, realizada até 8,0 m no campo experimental em estudo, tem-se que, para uma profundidade de até 4,0 m, o NSPT varia de 12 a 18, e que, para maiores profundidades, o valor desse parâmetro diminui para, aproximadamente, 5 golpes (Figura 26). O nível freático foi determinado na profundidade de 7,36 m.

Figura 26 – Resultados do ensaio de sondagem à percussão (SPT)

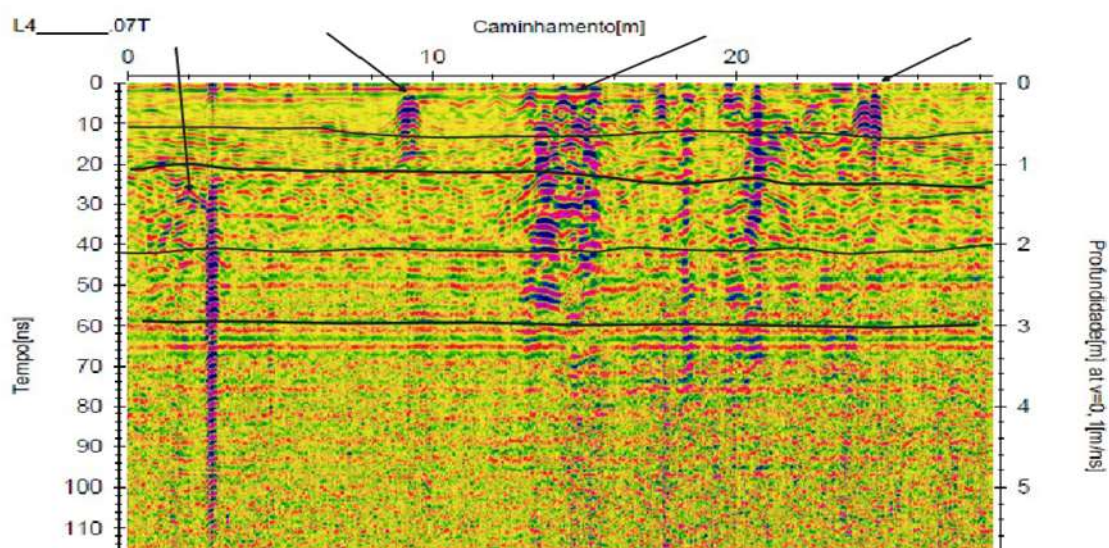


Fonte: Silva (2017).

4.3.2 Ensaio GPR

A Figura 27 mostra o radargrama correspondente a uma aquisição GPR de aproximadamente 28 m de comprimento realizada no Campo Experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará, no Campus do Pici. O eixo horizontal do radargrama corresponde ao percurso percorrido pelo GPR. Um dos eixos verticais se refere ao tempo de captação dos sinais eletromagnéticos retornados à antena receptora, e o outro, ao tempo convertido em profundidade ou em espessuras das camadas imageadas. As linhas verdes e vermelhas são refletores que marcam variações de constantes dielétricas entre as camadas investigadas.

Figura 27 – Radargrama obtido do CEGEF – UFC, a partir do qual podem ser evidenciadas 5 camadas com diferentes dilatâncias – separadas por linhas negras, contínuas e horizontais – e com prováveis tubulações enterradas, indicadas por setas pretas



Fonte: Elaborada pela autora (2018).

Nota-se que as ondas eletromagnéticas atenuam quando atingiram o tempo de 60 ns, que corresponde, aproximadamente, a 3 metros de profundidade, caracterizada pela ausência de refletores retos. A partir desse nível, devido, principalmente, à resistividade do material, a relação sinal/ruído é baixa, o que não permite mais a identificação das camadas de solo subjacentes.

Em um ponto contido no alinhamento pelo qual foi passado o GPR, foi realizada uma sondagem SPT (Figura 26). Nos três primeiros metros, partindo da superfície para cotas inferiores, a sondagem de simples reconhecimento identificou dois estratos de solo. Já o radargrama apontou a ocorrência de cinco camadas, indicadas por linhas negras, contínuas e horizontais (Figura 27). Essa divergência de resultados se atribui às diferenças de características físicas utilizadas pelos dois métodos, pois, enquanto o GPR utiliza a reflexão de ondas eletromagnéticas, a sondagem geotécnica tradicional se baseia na identificação tátil-visual do operador do ensaio para descrever as características de cada estrato do subsolo.

Além disso, uma vez que o nível freático identificado pelo SPT está situado em cota significativamente inferior à alcançada, com mais qualidade, pelo método GPR, não foi possível se comparar as duas metodologias nessa determinação. Também não foi estabelecida nenhuma comparação entre a resistência do solo medida pela sondagem SPT e pelo imageamento produzido pela investigação geofísica.

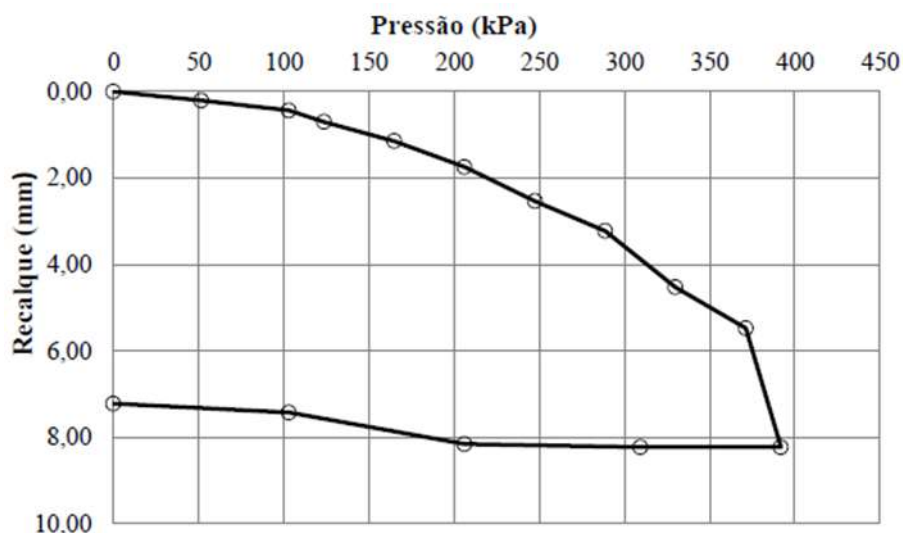
4.3.3 Prova de carga em placa

4.3.3.1 Prova de carga em placa com solo natural

No ensaio de prova de carga em placa com solo natural, para cada instante de leitura de deslocamentos, em virtude de haver dois extensômetros no processo de medição, foram gerados os valores médios dessas medidas. O Anexo A apresenta a planilha descritiva com tais resultados, gerada por Almeida (2018).

As três amostras de solo natural extraídas quando do fim do ensaio apresentaram umidades de 7,05%, 6,47% e 5,63%, com média de 6,38%. Ademais, ao término de tal prova de carga, pôde-se traçar a curva pressão x recalque, exposta na Figura 28.

Figura 28 – Curva pressão x recalque para o solo natural

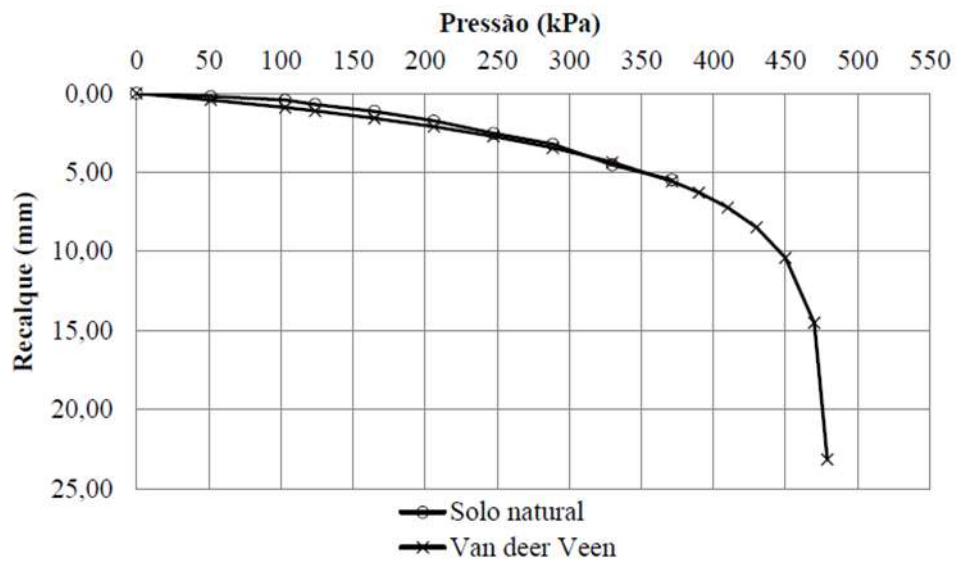


Fonte: Almeida (2018).

A partir da Figura 28, nota-se que, no descarregamento, foi gerado um recalque residual de 7,2 mm e que foi obtido um recalque máximo de 8,2 mm.

A fim de determinar a carga de ruptura, Almeida (2018) utilizou o método de extrapolação da curva pressão x recalque de Van der Veen (1953), uma vez que se trata de um solo mais rígido. A partir disso, o valor encontrado foi de 480 kPa, também considerado a tensão admissível do método. A comparação da curva gerada pelo método em questão e da gerada pelo resultado experimental indica, como mostra a Figura 29, semelhança de comportamento entre ambas.

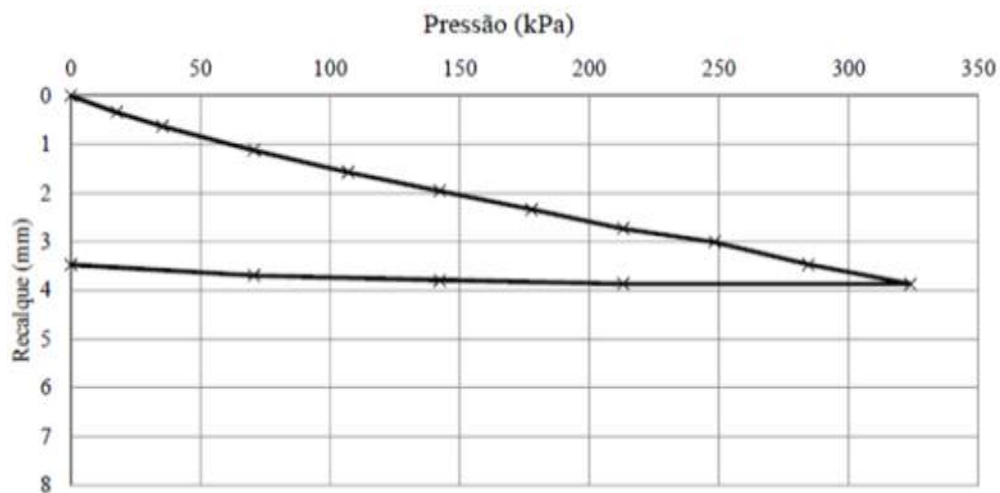
Figura 29 – Comparação das curvas pressão x recalque geradas pelo método de Van der Veen e pelo resultado experimental para o solo natural



Fonte: Almeida (2018).

Visando a determinar o comportamento real do solo natural do CEGEF – UFC ao ser submetido a um carregamento, também foi realizado, no Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados (ÑSAT), em setembro de 2015, uma prova de carga direta (PCD) lenta, regulamentada pela NBR 6489/84. Para tanto, utilizou-se uma placa metálica de diâmetro de 50 cm, e posicionaram-se dois extensômetros em extremidades opostas da placa. Como resultado, a pressão máxima aplicada foi de 323,7 kPa, a qual foi responsável por gerar um recalque de 3,87 mm, o que está apresentado na curva da Figura 30.

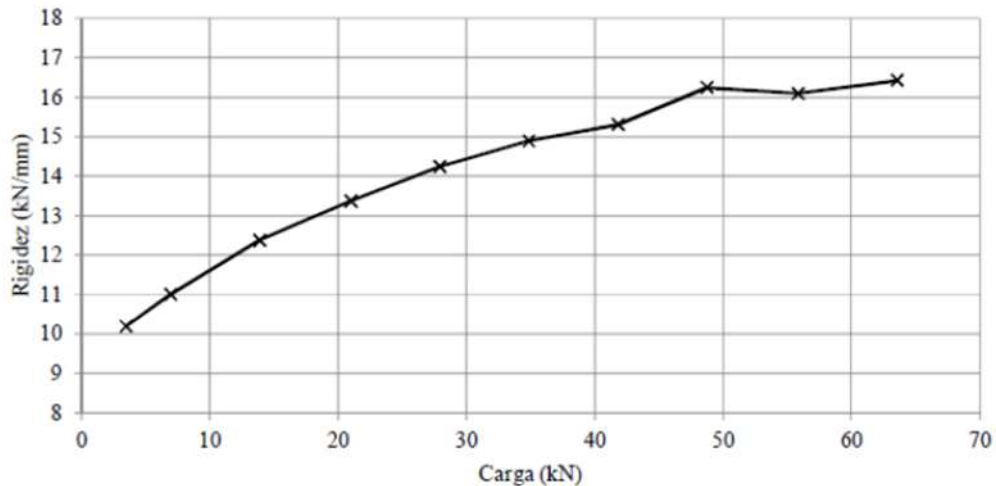
Figura 30 – Curva resultante da prova de carga direta no CEGEF – UFC (ÑSAT)



Fonte: ÑSAT (2015).

Dividindo-se a carga aplicada pelo recalque correspondente, obtém-se a rigidez superficial do solo. Na Figura 31, essa variável encontra-se relacionada, graficamente, à carga aplicada na PCD.

Figura 31 – Gráfico rigidez versus carga aplicada na PCD



Fonte: ÑSAT (2015).

Pelo método da prova de carga direta, conforme expõe Silva (2017), estima-se também o módulo de elasticidade do solo (E), a partir da razão entre tensão de trabalho (tensão admissível do solo) e deformação correspondente, a qual é obtida pela divisão do recalque pela profundidade do bulbo de pressão, considerada como sendo o dobro do diâmetro da placa. A tensão admissível, por sua vez, pode ser estimada pela seguinte equação prática:

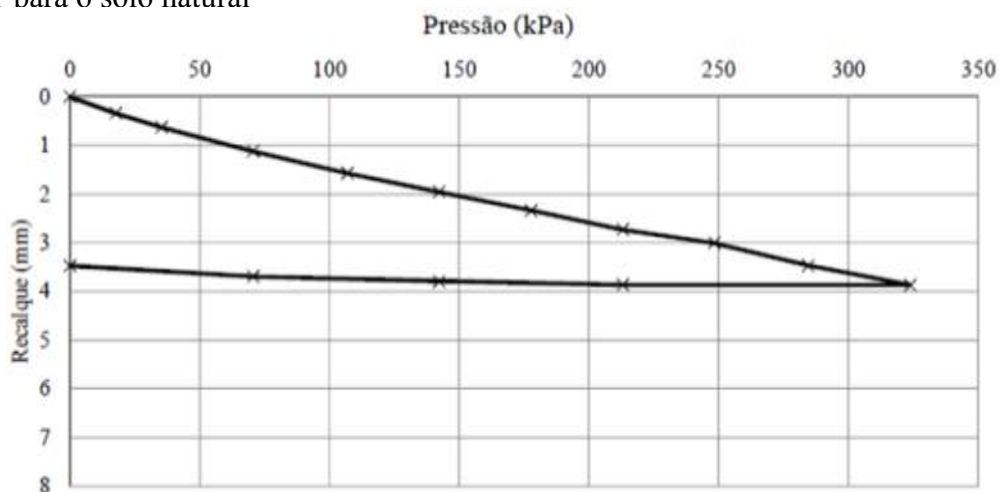
$$\sigma = \frac{N_{SPT}}{5} \quad (4.3)$$

Na Equação (4.3), utilizou-se, para o valor do NSPT, a média nos três primeiros metros, o que corresponde a 14 golpes. Assim, para a tensão admissível, tem-se o valor de 2,8 kgf/cm² (280 kPa), que, da curva tensão x recalque, gera 3,5 mm de recalque. A partir desses dados, obtém-se módulo de elasticidade de 80 MN/m². Ressalta-se que esse resultado se assemelha ao de uma sapata de 2 m de lado (SILVA, 2017).

Almeida (2018) efetuou a comparação da curva pressão x recalque obtida pelo seu ensaio experimental com a exposta no ÑSAT (2015), conforme indica a Figura 32. Observa-se, assim, que esta tende a apresentar maior valor de tensão admissível do que aquela. De

acordo com Costa (1999), vistos os estudos de Consoli et al. (1998) e de Décourt e Quaresma Filho (1996), não deveria haver diferenças, em virtude de, no local em que se deram os ensaios, o CEGEF – UFC, o substrato abaixo da fundação ser considerado homogêneo e isotrópico.

Figura 32 – Comparação das curvas pressão x recalque da dissertação de Almeida e do ÑSAT para o solo natural



Fonte: Almeida (2018).

Quando da realização das duas provas de carga, a diferença de umidade dos solos pode ser uma justificativa para a divergência observada na Figura 32, uma vez que, segundo um posto da Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (Funceme) localizado no Campus do Pici da UFC, a precipitação de setembro de 2015 – período do ensaio feito para o NSAT (2015) – foi de 12,7 mm, e a precipitação de julho de 2017 – período do ensaio feito por Almeida (2018) – foi de 63,3 mm. Os diferentes diâmetros das placas usadas nos ensaios, bem como o fato de essas provas de carga terem sido feitas em pontos diferentes do campo experimental em estudo, podem também justificar o comportamento diferente das curvas.

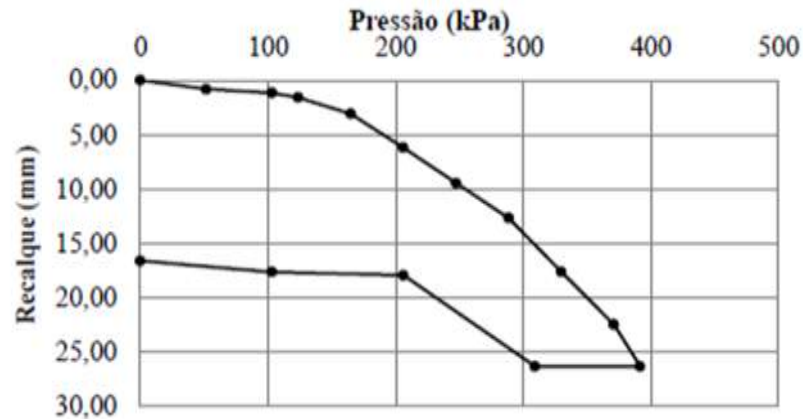
4.3.3.2 Prova de carga em placa com solo inundado

No ensaio de prova de carga em placa com solo inundado, para cada instante de leitura de deslocamentos, em virtude de haver dois extensômetros no processo de medição, foram gerados os valores médios dessas medidas. O Anexo B apresenta a planilha descritiva com tais resultados, gerada por Almeida (2018).

As três amostras de solo natural extraídas quando do fim do ensaio apresentaram umidades de 19,87%, 19,71% e 20,58%, com média de 20,05%. Ademais, ao término de tal

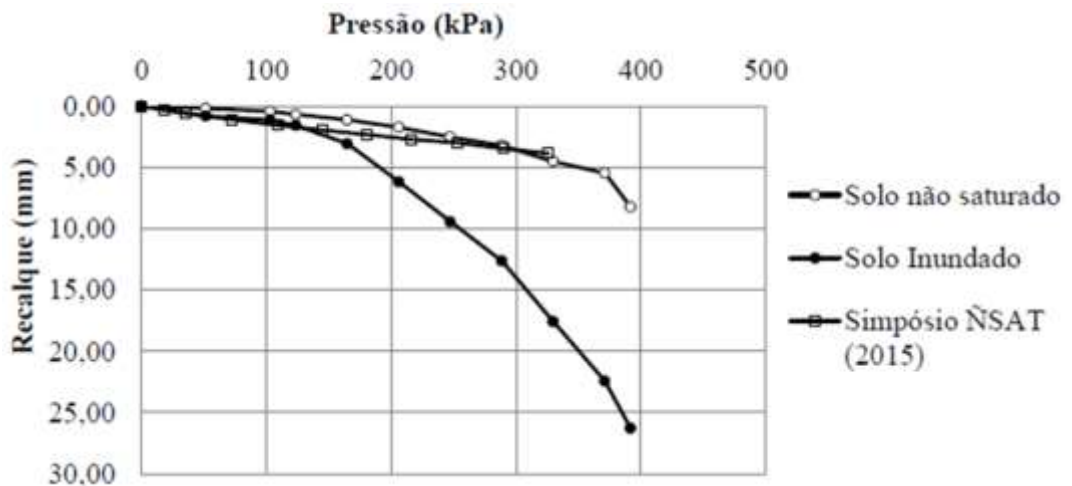
prova de carga, pôde-se traçar a curva pressão x recalque, exposta na Figura 33. Além disso, na Figura 34, há os traçados das curvas pressão x recalque obtidas dos estudos de Almeida (2018), tanto para solo natural quanto para inundado, e do simpósio ÑSAT (2015).

Figura 33 – Curva pressão x recalque para o solo inundado



Fonte: Almeida (2018).

Figura 34 – Curva pressão x recalque para o solo inundado e natural



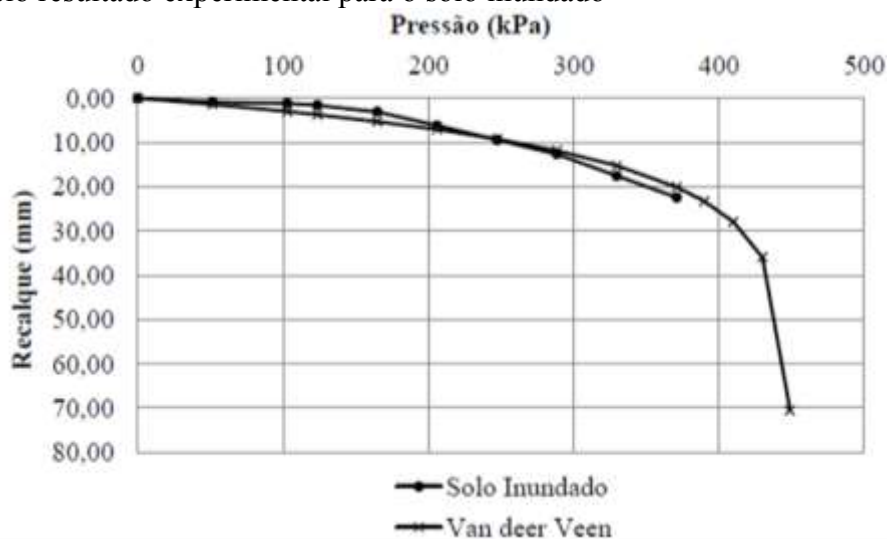
Fonte: Almeida (2018).

A partir da Figura 33, nota-se que, no descarregamento, foi gerado um recalque residual de 16,6 mm e que foi obtido um recalque máximo de 26,3 mm.

A fim de determinar a carga de ruptura, Almeida (2018) utilizou o método de extrapolação da curva pressão x recalque de Van der Veen (1953), uma vez que se trata de um solo mais rígido. A partir disso, o valor encontrado foi de 450 kPa, também considerado a tensão admissível do método. A comparação da curva gerada pelo método em questão e da

gerada pelo resultado experimental indica, como mostra a Figura 35, semelhança de comportamento entre ambas.

Figura 35 – Comparação das curvas pressão x recalque geradas pelo método de Van der Veen e pelo resultado experimental para o solo inundado



Fonte: Almeida (2018).

Comparando-se os resultados do solo inundado com os do solo natural, houve aumento do recalque residual em cerca de duas vezes e aumento do recalque máximo em cerca de três. Além disso, ocorreu diminuição da carga de ruptura encontrada pelo método de Van der Veen (1953).

4.3.4 Prova de carga horizontal

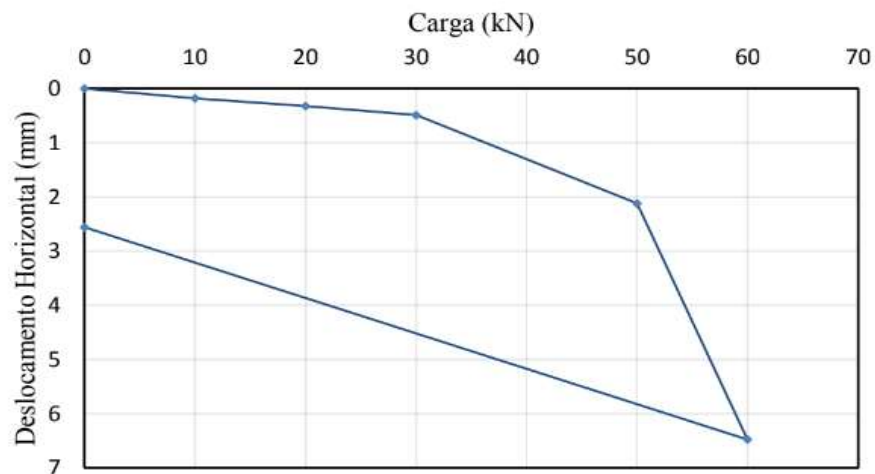
Nas quatro provas de carga horizontais executadas por Silva (2017), duas em estacas isoladas e duas em grupos de duas estacas, observou-se a ruptura física das fundações. O primeiro ensaio foi feito com as estacas isoladas com bloco de coroamento, cujos deslocamentos horizontais para cada estágio de carga estão indicados na Tabela 7 e representados na Figura 36.

Tabela 7 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em estaca isolada com bloco de coroamento

Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1º	10	0,178
2º	20	0,323
3º	30	0,490
4º	50	2,120
5º	60	6,475
6º	0	2,560

Fonte: Silva (2017).

Figura 36 – Curva carga x deslocamento horizontal para estaca isolada com bloco de coroamento



Fonte: Silva (2017).

A partir da Figura 36, nota-se que foi gerado um recalque residual de 2,56 mm e que, para o carregamento máximo de 60 kN, foi obtido um recalque correspondente de 6,475 mm.

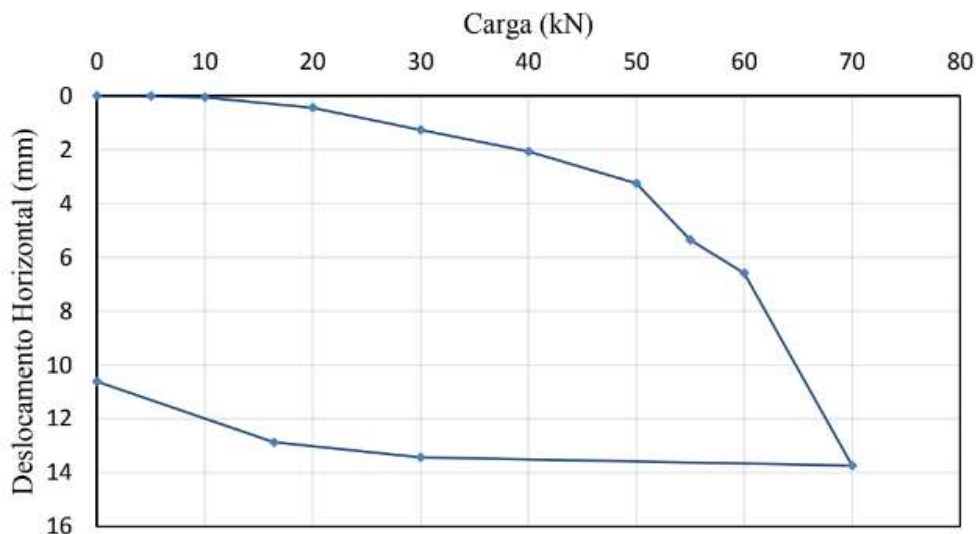
Os deslocamentos para as PCHs nos grupos de duas estacas com espaçamento entre os eixos de 30 cm estão expostos na Tabela 8, bem como o gráfico correspondente de carga x deslocamento horizontal está representado na Figura 37. Nesse agrupamento de estacas, foi mantida a camada de 5 cm de concreto magro, responsável por promover o contato direto entre o bloco de coroamento e o solo.

Tabela 8 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em agrupamento de duas estacas com espaçamento de 30 cm entre os eixos

Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1º	5	0,005
2º	10	0,053
3º	20	0,440
4º	30	1,265
5º	40	2,068
6º	50	3,250
7º	55	5,354
8º	60	6,590
9º	70	13,740
10º	30	13,433
11º	16,4	12,875
12º	0	10,610

Fonte: Silva (2017).

Figura 37 – Curva carga x deslocamento horizontal para agrupamento de duas estacas com espaçamento de 30 cm entre os eixos



Fonte: Silva (2017).

A partir da Figura 37, nota-se que foi gerado um recalque residual de 10,61 mm e que, para o carregamento máximo de 70 kN, foi obtido um recalque correspondente de 13,74 mm.

Os deslocamentos para as PCHs nos grupos de duas estacas com espaçamento entre os eixos de 20 cm estão expostos na Tabela 9, bem como o gráfico correspondente de carga x deslocamento horizontal está representado na Figura 38. Nesse agrupamento de

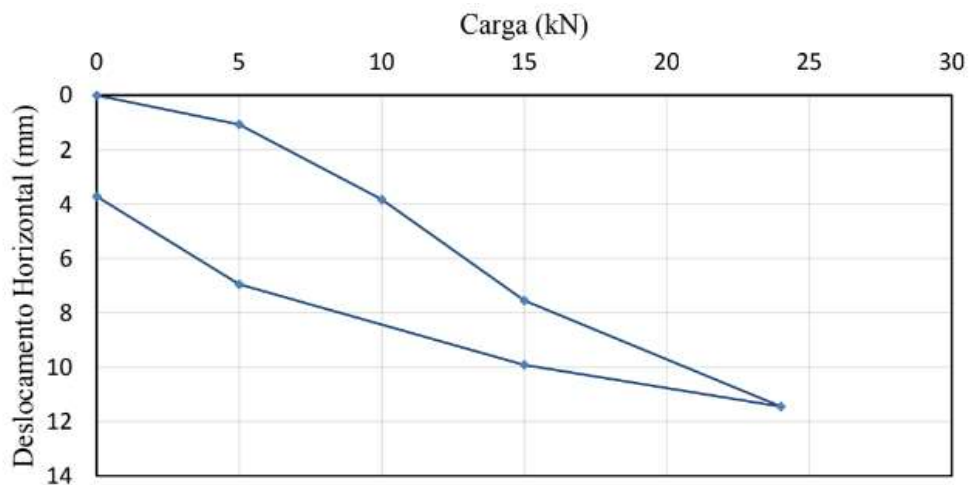
estacas, não foi mantida a camada de 5 cm de concreto magro, ou seja, não houve contato entre o bloco de coroamento e o solo.

Tabela 9 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em agrupamento de duas estacas com espaçamento de 20 cm entre os eixos

Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1º	5	1,070
2º	10	3,835
3º	15	7,550
4º	24	11,450
5º	15	9,915
6º	5	6,955
7º	0	3,715

Fonte: Silva (2017).

Figura 38 – Curva carga x deslocamento horizontal para agrupamento de duas estacas com espaçamento de 20 cm entre os eixos



Fonte: Silva (2017)

A partir da Figura 38, nota-se que foi gerado um recalque residual de 3,715 mm e que, para o carregamento máximo de 24 kN, foi obtido um recalque correspondente de 11,45 mm.

Com a diminuição em 10 cm da distância entre os eixos das estacas em grupo, houve diminuição, em, aproximadamente, três vezes, do carregamento máximo e do recalque residual. Quanto ao recalque máximo, o valor diminuiu em apenas cerca de 2 mm.

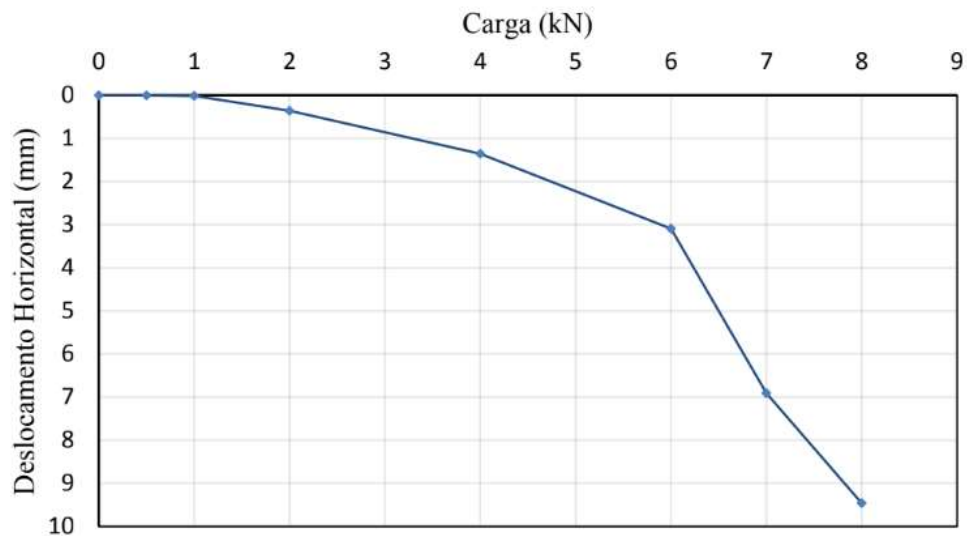
A última PCH foi feita com as estacas isoladas sem bloco de coroamento, cujos deslocamentos horizontais para cada estágio de carga estão indicados na Tabela 10 e representados na Figura 39.

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais para cada estágio de carga em estaca isolada sem bloco de coroamento

Estágio	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1º	0,5	0,003
2º	1	0,013
3º	2	0,360
4º	4	1,355
5º	6	3,093
6º	7	6,910
7º	8	9,460

Fonte: Silva (2017).

Figura 39 – Curva carga x deslocamento horizontal para estaca isolada sem bloco de coroamento



Fonte: Silva (2017).

A partir da Figura 39, nota-se que, para o carregamento máximo de 8 kN, foi obtido recalque correspondente de 9,46 mm e recalque residual nulo.

Com a ausência do bloco de coroamento na fundação do tipo estaca isolada, houve diminuição de 7,5 vezes do carregamento máximo e de cerca de 3 mm do recalque máximo. Quanto ao recalque residual, o valor diminuiu em cerca de 2,5 mm.

5 CONCLUSÕES

De acordo com as curvas granulométricas, o solo apresentou características arenosas e homogêneas, com cerca de 10% de finos. Os ensaios para determinar os limites de Atteberg, que resultaram em índice de plasticidade (IP) nulo, também confirmaram esse comportamento arenoso e não plástico do subsolo.

Dos ensaios de compactação, os gráficos peso específico aparente seco (γ_d) x umidade (w), conforme a Figura 9, não são acentuados, o que é típico de solos granulares. Além disso, dos ensaios de cisalhamento direto, as curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal apresentam valores máximos sem pico, e as curvas variação volumétrica versus deslocamento horizontal indicam que ocorre redução de altura nos corpos de prova com o cisalhamento, o que também é característico de areias menos rígidas.

As determinações do ângulo de atrito efetivo (ϕ') do solo, a partir dos ensaios triaxial e de cisalhamento direto, foram convergentes, com variações máximas de cerca de 2° entre os métodos. Já o intercepto coesivo variou em até cerca de 2 kPa.

Com a execução do método do papel-filtro, obteve-se a curva de retenção de água no solo. Esse gráfico, que consiste na representação da umidade volumétrica versus a sucção, foi ajustado pelos métodos de Fredlund & Xing (1994), de Van Genuchten (1980), de Arya e Paris (1981) e de Arya e Dierolf (1989). Em todos os casos, observou-se que as previsões, apesar das discrepâncias, tenderam a seguir a forma da distribuição dos valores experimentais ao longo dos eixos coordenados. Quanto ao ensaio de adensamento, notou-se aumento da rigidez do solo com a profundidade, uma vez que houve aumento do módulo de elasticidade oedométrico (EOED) e do módulo de Young (E).

Em relação aos ensaios de prova de carga em placa, comparando-se os resultados do solo inundado com os do solo natural, houve aumento do recalque residual em cerca de duas vezes e aumento do recalque máximo em cerca de três. Além disso, ocorreu diminuição da carga de ruptura encontrada pelo método de Van der Veen (1953).

Ao comparar o ensaio GPR com a sondagem SPT, tem-se que, nos três primeiros metros iniciais a sondagem de simples reconhecimento identificou dois estratos de solo. O radargrama, por sua vez, apontou a ocorrência de cinco camadas. Essa divergência de resultados se atribui às diferenças de características físicas utilizadas pelos dois métodos.

Com a diminuição em 10 cm da distância entre os eixos das estacas em grupo, houve diminuição, em, aproximadamente, três vezes, do carregamento máximo e do recalque residual. Quanto ao recalque máximo, o valor diminuiu em apenas cerca de 2 mm.

Com a ausência do bloco de coroamento na fundação do tipo estaca isolada, houve diminuição de 7,5 vezes do carregamento máximo e de cerca de 3 mm do recalque máximo. Quanto ao recalque residual, o valor diminuiu em cerca de 2,5 mm.

Com a realização deste trabalho científico, pretende-se formar uma base de dados referente às propriedades geotécnicas do subsolo do campo experimental de Geotecnia e Fundações da Universidade Federal do Ceará. Isso, por sua vez, servir de embasamento para pesquisas futuras realizadas em tal terreno. Dessa forma, os pesquisadores poderão também comparar os resultados de seus ensaios com os que já constam na literatura.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, Marcela Moreira da Rocha. **Avaliação de métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 5298 – 16**: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. West Conshohocken, 2016.
- ARAÚJO, Arthur Gomes Dantas de. **Static Lateral loading tests on CFA bored piles and metallic driven piles in cohesionless soil**. 2013. 253 f. Dissertação (Mestrado em MECÂNICA DAS ESTRUTURAS, ESTRUTURAS DE CONCRETO E ALVENARIA E MATERIAIS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013a.
- ARAÚJO, Eduardo Henrique Silveira de. **Sistema inteligente para estimar a porosidade em sedimentos a partir da análise de sinais GPR**. 2013. 143 f. Tese (Doutorado em Pesquisa e Desenvolvimento em Ciência e Engenharia de Petróleo) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013b.
- ARYA, L. M.; DIEROLF, T. S. Predicting soil moisture characteristics by particle-size distributions: an improved method to calculate pore radii from particle radii. In: **Proc. of the Int. Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils**, p. 115-124, 1989.
- ARYA, L. M.; PARIS, J. F. A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. **Soil Science Soc. Am. J.**, v. 45, p. 1023-1030, 1981.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. 6p. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: Solo - Ensaio de adesamento unidimensional – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.
- CAVALCANTE, E.H.; GIACHETI, H.L.; DANZIGER, F.A.B; COUTINHO, R.Q.; et al. Campos Experimentais Brasileiros. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13; Workshop Campos Experimentais de Fundações. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006. Vol. único, p. 1-90. Curitiba, 2006.

CHANDLER, R. J., CRILLY, M. S., MONTGOMERY-SMITH, G. Method of assessing clay desiccation for low-rise-building, **Proceeding of the Institute of Civil Engineering**, 1992, n° 2, p. 82-89, 1992.

CONSOLI, N.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. V. 124 n.9. 1998.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do Comportamento de Solo não saturado através de provas de carga em placa**. 1999. 160 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1999.

DAS, BRAJA M. (2007). **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 562 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. F0 (1996). Estabelecimento das curvas carga recalque de fundações através de provas de carga em mini-placa. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., São Paulo, 1996. **Anais...** São Paulo, 1996. ABMS/ABEF. v.2, p. 225-235.

DNER-ME 093/94: Solos: determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 31, p. 521-532. 1994.

GON, F.S. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 2010. 166 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2011.

GANDOLFO, O.C.B., et. al. **Estratigrafia rasa da Ilha Comprida (SP): um exemplo de aplicação do GPR**. Brazilian Journal of Geophysics. v. 19, n. 3, p. 251-262. 2001.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. Craig. **Mecânica dos Solos**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC. 420 p. 2014

LEME, R. F. **Metodologia para construção de pequenas barragens de terra no semiárido: construção, ensaios e modelagem numérica**. 2015. 172 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

LOPES, Elis Ferreira. **Estudo experimental e numérico do recalque de fundações superficiais em solo não saturado em diferentes perfis de sucção**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

MARINHO, F.A.M. **Medição de sucção com método do papel filtro**. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1994, 2, p. 515-522.

MARINHO, F.A.M. Soil suction measurement in soils and porous materials. In: **Geo-Denver 2000: Short Course Notes on Unsaturated Soils in Engineering Practice**, 2000, ASCE, Denver, Colorado.

MENEGOTTO, M. L.; BANDEIRA, F. O.; SARTORI, L.; MORAIS, M de. **Caracterização geotécnica preliminar do solo da Área Experimental da UFFS - Campus Chapecó**. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016, Belo Horizonte, 2016.

MENEZES, P. H. L. B. de. **Avaliação de métodos de previsão de recalque a partir da transferência de carga de estacas escavadas em perfil de solo granular**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

MENEZES, S.M., SAMPAIO, F.M.T., RIBEIRO, K.D., CARVALHO, D. **Provas de carga em estacas pré-moldadas ensaiadas em areias porosas**. Revista da Escola de Minas, Ouro Preto. v 57. n 4. p. 285-289. 2004.

MIGUEL, M. G., BELINCANTA, A., TEIXEIRA, R. S., and BRANCO, C. J. M. C. **Provas de carga horizontal em estacas escavadas a trado mecânico em solo colapsível da região de Londrina/PR**. Acta Scientiarum Technology, Maringá, v.23, n.6, p. 1579–1587. 2001.

MOURA, Alfran Sampaio; CUNHA, Renato Pinto da ; ALMEIDA, M. C. F. de. **Caracterização Geotécnica de uma Areia das Dunas da Taíba-CE por meio de Ensaio de Laboratório e Campo**. In: Anais do COBRAMSEG 2008, 2008, Búzios. Anais do COBRAMSEG 2008, 2008. p. 1334-1341.

NASCIMENTO, Ricardo Flores Severo; QUENTAL, Roberto Coutinho. **Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul-RN, considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente**. 2011. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

PINTO, C.S. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. Oficina de Textos, São Paulo, 354 p. 2006.

RIOS, M. G. F. **Comportamento de um aterro compactado em campo e laboratório**. 2006. 145 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SILVA, Alexandre Lima Soares e. **Avaliação de previsões de deslocamento e carga de ruptura horizontal utilizando estacas escavadas de tamanho reduzido em perfil de solo areno-siltoso**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 3. Switzerland, v.2, p. 84-90, 1953.

VAN GENUCHTEN, M. TH. A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, p. 892-898, 1980.

VIANNA, A.P.F. **Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Cravadas na Cidade de Curitiba e Região Metropolitana**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, 179p. 2000.

ANEXO A – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE PLACA EM SOLO NATURAL

Estágio	Carga (kgf)	Pressão (kPa)	Tempo (min)	Deslocamento vertical (mm) 1	Deslocamento vertical (mm) 2	Deslocamento médio (mm)
0	0	0	0	0,000	0,000	0,000
1	371,5	51,540	0	0,120	0,080	0,100
	371,5	51,540	1	0,155	0,130	0,143
	371,5	51,540	2	0,170	0,160	0,165
	371,5	51,540	5	0,210	0,200	0,205
2	743	103,081	0	0,330	0,300	0,315
	743	103,081	1	0,380	0,350	0,365
	743	103,081	2	0,400	0,360	0,380
	743	103,081	5	0,470	0,400	0,435
3	892	123,752	0	0,550	0,480	0,515
	892	123,752	1	0,655	0,550	0,603
	892	123,752	2	0,680	0,580	0,630
	892	123,752	5	0,760	0,640	0,700
4	1189	164,957	0	1,000	0,790	0,895
	1189	164,957	1	1,140	0,930	1,035
	1189	164,957	2	1,190	0,980	1,085
	1189	164,957	5	1,260	1,030	1,145
5	1486	206,161	0	1,510	1,200	1,355
	1486	206,161	1	1,830	1,470	1,650
	1486	206,161	2	1,825	1,494	1,660
	1486	206,161	5	1,910	1,580	1,745
6	1784	247,505	0	2,290	1,870	2,080
	1784	247,505	1	2,570	2,115	2,343
	1784	247,505	2	2,630	2,180	2,405
	1784	247,505	5	2,770	2,300	2,535
7	2081	288,709	0	2,980	2,460	2,720
	2081	288,709	1	3,300	2,705	3,003
	2081	288,709	2	3,355	2,785	3,070
	2081	288,709	5	3,550	2,904	3,227
8	2378	329,914	0	3,790	3,120	3,455
	2378	329,914	1	3,330	3,560	3,445
	2378	329,914	2	4,530	3,750	4,140
	2378	329,914	5	4,950	4,110	4,530
9	2676	371,257	0	5,120	4,410	4,765
	2676	371,257	1	5,450	4,740	5,095
	2676	371,257	2	5,560	4,900	5,230
	2676	371,257	5	5,820	5,140	5,480
10	2824,50	391,859	0	6,010	6,330	6,170

Estágio	Carga (kgf)	Pressão (kPa)	Tempo (min)	Deslocamento vertical (mm) 1	Deslocamento vertical (mm) 2	Deslocamento médio (mm)
	2824,50	391,859	1	6,260	6,890	6,575
	2824,50	391,859	2	6,420	7,055	6,738
	2824,50	391,859	5	6,700	7,470	7,085
	2824,50	391,859	8	6,935	7,760	7,348
	2824,50	391,859	15	7,130	8,140	7,635
	2824,50	391,859	30	7,300	8,485	7,893
	2824,50	391,859	60	7,480	8,860	8,170
	2824,50	391,859	120	7,490	8,870	8,180
	2824,50	391,859	240	7,540	8,930	8,235
	2824,50	391,859	480	7,540	8,930	8,235
2824,50	391,859	1440	7,540	8,930	8,235	
11	2230	309,381	0	7,530	8,955	8,243
	2230	309,381	1	7,520	8,950	8,235
	2230	309,381	2	7,510	8,940	8,225
	2230	309,381	5	7,510	8,960	8,235
12	1486	206,161	0	7,400	8,895	8,148
	1486	206,161	1	7,430	8,925	8,178
	1486	206,161	2	7,440	8,940	8,190
	1486	206,161	5	7,420	8,910	8,165
13	743	103,081	0	7,110	7,760	7,435
	743	103,081	1	7,140	7,770	7,455
	743	103,081	2	7,140	7,770	7,455
	743	103,081	5	7,115	7,750	7,433
14	0	0	0	6,530	8,010	7,270
	0	0	1	6,460	8,000	7,230
	0	0	2	6,460	7,901	7,181
	0	0	5	6,450	8,004	7,227

ANEXO B – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE PLACA EM SOLO INUNDADO

Estágio	Carga (kgf)	Pressão (kPa)	Tempo (min)	Deslocamento vertical (mm) 1	Deslocamento vertical (mm) 2	Deslocamento médio (mm)
0	0	0	0	0	0,000	0,000
1	371,5	51,540	0	0,680	0,610	0,645
	371,5	51,540	1	0,770	0,730	0,750
	371,5	51,540	2	0,770	0,725	0,748
	371,5	51,540	5	0,845	0,800	0,823
2	743	103,081	0	0,970	0,900	0,935
	743	103,081	1	1,110	1,030	1,070
	743	103,081	2	1,145	1,060	1,103
	743	103,081	5	1,200	1,110	1,155
3	892	123,752	0	1,360	1,270	1,315
	892	123,752	1	1,570	1,450	1,510
	892	123,752	2	1,590	1,460	1,525
	892	123,752	5	1,650	1,530	1,590
4	1189	164,957	0	2,280	2,130	2,205
	1189	164,957	1	2,840	2,650	2,745
	1189	164,957	2	3,010	2,810	2,910
	1189	164,957	5	3,190	2,985	3,088
5	1486	206,161	0	3,750	3,420	3,585
	1486	206,161	1	4,650	4,300	4,475
	1486	206,161	2	5,240	4,860	5,050
	1486	206,161	5	6,910	5,482	6,196
6	1784	247,505	0	6,980	8,150	7,565
	1784	247,505	1	8,510	7,830	8,170
	1784	247,505	2	9,350	8,580	8,965
	1784	247,505	5	9,840	9,060	9,450
7	2081	288,709	0	10,370	9,520	9,945
	2081	288,709	1	11,290	10,264	10,777
	2081	288,709	2	12,310	11,070	11,690
	2081	288,709	5	13,200	12,094	12,647
8	2378	329,914	0	13,930	12,660	13,295
	2378	329,914	1	14,400	13,980	14,190
	2378	329,914	2	16,680	15,130	15,905
	2378	329,914	5	18,420	16,740	17,580
9	2676	371,257	0	19,240	17,370	18,305
	2676	371,257	1	21,530	19,130	20,330
	2676	371,257	2	22,350	20,040	21,195
	2676	371,257	5	23,640	21,250	22,445
10	2824,50	391,859	0	24,890	22,140	23,515
	2824,50	391,859	1	25,090	23,610	24,350

Estágio	Carga (kgf)	Pressão (kPa)	Tempo (min)	Deslocamento vertical (mm) 1	Deslocamento vertical (mm) 2	Deslocamento médio (mm)
	2824,50	391,859	2	25,090	24,380	24,735
	2824,50	391,859	5	25,090	25,620	25,355
	2824,50	391,859	8	25,090	26,240	25,665
	2824,50	391,859	15	25,090	26,920	26,005
	2824,50	391,859	30	25,090	27,480	26,285
	2824,50	391,859	60	25,090	27,480	26,285
	2824,50	391,859	120	25,090	27,480	26,285
	2824,50	391,859	240	25,090	27,480	26,285
	2824,50	391,859	480	25,090	27,480	26,285
	2824,50	391,859	1440	25,090	27,480	26,285
11	2230	309,381	0	25,090	27,480	26,285
	2230	309,381	1	25,090	27,480	26,285
	2230	309,381	2	25,090	27,480	26,285
	2230	309,381	5	25,090	27,480	26,285
12	1486	206,161	0	13,960	21,840	17,900
	1486	206,161	1	13,930	21,820	17,875
	1486	206,161	2	13,910	21,805	17,858
	1486	206,161	5	13,950	21,865	17,908
13	743	103,081	0	13,550	21,694	17,622
	743	103,081	1	13,540	21,740	17,640
	743	103,081	2	13,520	21,750	17,635
	743	103,081	5	13,485	21,730	17,608
14	0	0	0	12,590	20,970	16,780
	0	0	1	12,490	20,680	16,585
	0	0	2	12,490	20,680	16,585
	0	0	5	12,490	20,680	16,585