



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS RUSSAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL DO AMARAL DIÓGENES

ESTUDO DA EXPANSIVIDADE DE SOLOS: UM ESTUDO DE CASO NA UFC
CAMPUS RUSSAS

RUSSAS
2021

RAFAEL DO AMARAL DIÓGENES

ESTUDO DA EXPANSIVIDADE DE SOLOS: UM ESTUDO DE CASO NA UFC
CAMPUS RUSSAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Campus da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. Ms. Daniela Lima Machado da Silva.

RUSSAS

2021

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)

D622e Diógenes, Rafael.
Estudo da Expansividade de Solos: Um Estudo de Caso na UFC Campus Russas / Rafael Diógenes. –
2021.
85 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas,
Curso de Curso de Engenharia Civil, Russas, 2021.
Orientação: Prof. Me. Daniela Lima Machado da Silva.

1. Expansividade. 2. Índice de expansão. 3. Tensão de expansão. I. Título.

CDD 620

RAFAEL DO AMARAL DIÓGENES

ESTUDO DA EXPANSIVIDADE DE SOLOS: UM ESTUDO DE CASO NA UFC
CAMPUS RUSSAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Campus da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: ___/___/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof(a). Ms. Daniela Lima Machado da Silva (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Ms. Pablio da Silva Araujo
Centro Universitário Maurício de Nassau (UNINASSAU/CG)

Prof(a). Ms. Camila Lima Maia
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Dedico esse trabalho a Deus por todo conforto espiritual.

Aos meus pais, Veridiana e Raimundo, por todo o apoio, inspiração e dedicação e auxílio durante todo meu período acadêmico.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço a Deus por todo conforto e paz de espírito para conseguir atingir meus objetivos durante esta jornada.

À minha família, em especial meu pai Raimundo, minha mãe Veridiana, meu irmão Robson, minhas avós Lucinda e Raimunda, por sempre estarem presente sendo meu porto seguro, e a todos os demais parentes que de alguma forma contribuíram para meu desempenho durante toda essa jornada.

À minha namorada Auciane, por me apoiar nos momentos difíceis, e me incentivar durante todos os estudos, e até mesmo nos ensaios. Sua contribuição foi muito valiosa, obrigada por se fazer presente de maneira tão importante neste momento.

Ao Prof. Ms. Daniela Lima Machado da Silva, primeiramente por aceitar conduzir meu trabalho de pesquisa. No mais, por toda a sua dedicação e paciência em me esclarecer dúvidas, me acalmar em momentos difíceis e por todas as suas contribuições que me ajudaram a engrandecer e finalizar este trabalho.

Aos professores participantes da banca examinadora Pabllo da Silva Araújo e Camila Lima Maia por aceitarem participar da minha defesa, pelo tempo e por suas valiosas colaborações e sugestões.

Aos técnicos Myckelle Michely, Allisson Guilherme, Professor Roberto e Anselmo que me auxiliaram durante os ensaios e contribuíram de maneira primordial para realização deles. Ao senhor Lino e aos funcionários da universidade, que contribuíram e despenderam do seu tempo para me auxiliar na retirada da amostra para os ensaios.

A todos os meus amigos e colegas que direta e indiretamente fizeram parte desta jornada, meu eterno agradecimento.

A Universidade Federal do Ceará, docentes, diretores e coordenadores que me proporcionaram um ambiente propício e de muita aprendizagem durante toda a minha formação.

RESUMO

Nos últimos anos no Brasil, o estudo acerca de solos expansivos tem ganhado destaque. O processo de expansão ocorre quando um solo expansivo entra em contato com a água ocasionando um aumento de volume no solo, este tipo de solo apresenta características intrínsecas como sua composição mineralógica por exemplo, e extrínsecas, relacionada ao meio onde o solo está inserido, como é o caso da climatologia do ambiente. Os danos ocasionados por solos expansivos, podem ter consequências graves para a construção civil, por isso o conhecimento prévio é importante, pois possibilita identificar os problemas e antecipar soluções. Diante disso, este estudo objetiva realizar a caracterização e o estudo da expansividade de um solo oriundo do campus da Universidade Federal do Ceará, localizada no município de Russas - CE e fazer possíveis relações do comportamento expansivo com manifestações patológicas ocorridas nas construções assentes sobre o solo. Para a obtenção dos resultados, foram realizados os ensaios laboratoriais de limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria, compactação e densidade real, além disso para identificação do caráter expansivo foi executado o ensaio edométrico. Com a realização do estudo, comprovou-se que o solo trata-se de uma argila de baixa compressibilidade, a qual possui índice de expansão livre de 3,94% e grau de expansibilidade média, além disso o solo apresentou como tensão de expansão no valor de 90 kPa. Diante do exposto, concluiu-se que este solo possui um comportamento expansivo e que o levantamento dos blocos de concreto da passarela do RU provavelmente ocorreu devido a esse comportamento, visto que os blocos não possuem peso suficiente para conter a tensão de expansão do solo.

Palavras-chaves: Expansividade. Índice de expansão. Tensão de expansão.

ABSTRACT

In recent years in Brazil, the study of expansive soils has gained prominence. The expansion process occurs when an expansive soil comes in contact with water causing an increase in volume in the soil, this type of soil has intrinsic characteristics such as its mineralogical composition, for example, and extrinsic, related to the environment where the soil is inserted, such as this is the case with the of climatology the environment. The damage caused by expansive soils can have serious consequences for civil construction, so prior knowledge is important, as it makes it possible to identify problems and anticipate solutions. Therefore, this study aims to characterize and study the expansiveness of a soil originating from the campus of the Federal University of Ceará, located in the municipality of Russas - CE and to make possible relations between the expansive behavior and pathological manifestations that occurred in constructions resting on the ground. In order to obtain the results, laboratory tests of liquidity limit, plasticity limit, granulometry, compaction and real density were performed, in addition to identifying the expansive character, the edometric test was performed. With the realization of the study, it was proved that the soil is a low compressibility clay, which has a free expansion index of 3.94% and a degree of average expandability, in addition the soil presented as expansion stress in the value of 90 kPa. Given the above, it was concluded that this soil has an expansive behavior and that the lifting of the concrete blocks from the RU footbridge probably occurred due to this behavior, since the blocks do not have enough weight to contain the expansion tension of the soil.

Key words: Expansiveness. Expansion index. Expansion voltage.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Levantamento dos Blocos de concreto na passarela do RU.....	20
Figura 2 - Ensaio SPT	22
Figura 3 - Estrutura de uma folha tetraédrica de silício e oxigênio	25
Figura 4 – Estrutura de uma folha octaédrica	25
Figura 5 – Estrutura da caulinita	26
Figura 6 – Estrutura da Esmectitas	27
Figura 7 – Estrutura da muscovita. A estrutura da Ilita é bem semelhante	27
Figura 8 – Diferentes tipos de água associada com a expansão cristália	29
Figura 9 –Absorção de água por argilominerais: a) adsorção intercristalina de água num argilomineral do tipo 2:1 não expansivo (ilita); b) absorção intracristalina de água num argilomineral do tipo 2:1 expansivo (montmorilonita)	30
Figura 10 – Métodos para determinação da tensão de expansão	37
Figura 11 – Divisão do campus da UFC - Russas	40
Figura 12 – Fluxograma do processo metodológico	41
Figura 13 – Imagem de satélite vista de cima do local da retirada das amostras.....	42
Figura 14 – Escavação	43
Figura 15 – Retirado do material	43
Figura 16 – Estocagem do solo de acordo com as camadas	43
Figura 17 – Medida da profundidade com uma trena	43
Figura 18 – Local da retirada da amostra indeformada	44
Figura 19 – Escavação da trincheira com a retroescavadeira	45
Figura 20 – Moldagem do Bloco com dimensões de 30x30x30 cm	45
Figura 21 – Aplicação da primeira camada de parafina	45
Figura 22 – Cobrimento com o pano e aplicação da 2 camada de parafina	45
Figura 23 – Colocação da parafina e do pano depois da amostra já retirada	46

Figura 24 – Destorroamento do material	47
Figura 25 – Quarteamento das amostras com auxílio do repartidor	47
Figura 26 – Colocação da amostra no aparelho de Casagrande e realização do corte	47
Figura 27 – Pesagem do material úmido	47
Figura 28 – Pesagem do material seco	48
Figura 29 – Obtenção do cilindro de 3mm	48
Figura 30 – Destorroamento e homogeneização da amostra	49
Figura 31 – Processo de compactação das camadas no cilindro	49
Figura 32 – Pesagem do corpo-de-prova	49
Figura 33 – Amostra para obtenção da umidade	49
Figura 34 – Peneiramento grosso amostra 1	50
Figura 35 – Peneiramento grosso amostra 2	50
Figura 36 – Peneiramento grosso amostra 3	50
Figura 37 – Peneiramento grosso amostra 4	50
Figura 38 – Retirado excesso do copo dispersor com água destilada	51
Figura 39 – Colocação da água destilada até 1000 ml	51
Figura 40 – Colocação do densímetro e realização da leitura	51
Figura 41 – Peneiramento fino amostra 1	51
Figura 42 – Peneiramento fino amostra 2	52
Figura 43 – Peneiramento fino amostra 3	52
Figura 44 – Peneiramento fino amostra 4	52
Figura 45 – Adição de água destilada no picnômetro	53
Figura 46 – Picnômetro sendo fervido por 15 min para expulsão do ar	53
Figura 47 – Colocação das rolhas para obtenção do P3	53
Figura 48 – Prensa de adensamento	54
Figura 49 – Célula de adensamento	54

Figura 50 – Cravamento do anel na amostra e moldagem da mesma	55
Figura 51 – Acabamento final	55
Figura 52 – Colocação dos pesos na prensa	56
Figura 53 – Marcação dos tempos para leitura do extensômetro	56
Figura 54 – Exemplo de leitura do extensômetro	67
Figura 55 – Resultado do teste do Speedy realizado in loco	65

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva granulométrica: Amostra 1	59
Gráfico 2 – Curva granulométrica: Amostra 2	60
Gráfico 3 – Curva granulométrica: Amostra 3	60
Gráfico 4 – Curva granulométrica: Amostra 4	61
Gráfico 5 – Curva compactação: Amostra 1	62
Gráfico 6 – Curva compactação: Amostra 2	63
Gráfico 7 – Curva compactação: Amostra 3	63
Gráfico 8 – Curva compactação: Amostra 4	64
Gráfico 9 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 6 kPa	67
Gráfico 10 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 10 kPa	68
Gráfico 11 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 20 kPa	68
Gráfico 12 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 80 kPa	69
Gráfico 13 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 300 kPa	69
Gráfico 14 – Curva de índice de vazios pelo $\log(t)$ no carregamento e descarregamento	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados do ensaio de LL	58
Tabela 2 – Resultados dos índices de plasticidade	59
Tabela 3 – Resumo dos resultados do ensaio do ensaio edométrico com carga de 7 kPa com inundação	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estados de compactidade e de consistência.....	22
Quadro 2 – Peso específico de solos argilosos.....	23
Quadro 3 – Propriedades do solo que influenciam a expansão.....	31
Quadro 4 – Fatores ambientais e externos que influenciam o potencial de expansão.....	32
Quadro 5 – Lugares com ocorrência de solos expansivos no Brasil.....	33
Quadro 6 – Classificação do grau de expansão relacionada ao Limite de Liquidez (LL) e ao Índice de Plasticidade (IP).....	36
Quadro 7 – Critério de classificação de solos expansivos com base na expansão livre e tensão de expansão.....	37
Quadro 8 – Possíveis danos pelo Critério JIMENEZ SALAS (1980)	39
Quadro 9 – Resumo da granulometria das amostras	61
Quadro 10 – Resumo da classificação pela AASHTO e SUGS	62
Quadro 11 – Resumo dos resultados do ensaio de compactação	65
Quadro 12 – Resumo dos resultados do ensaio de densidade real	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CL	Argila de baixa compressibilidade
CE	Ceará
cm ³	Centímetro cúbico
cm	Centímetros
DET	Departamento de engenharia de transporte
DNER	Departamento Nacional De Estradas De Rodagem
g	grama
h	hora
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
kg	quilograma
kPa	kiloPascal
kgf	kilograma força
kN/m ³	kiloNewton por metro cúbico
min	minuto
mm	milímetro
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
N _{spt}	Índice de resistência à penetração
s	Segundo
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de classificação dos solos
RU	Restaurante Universitário
UFC	Universidade Federal do Ceará
t	Tempo

LISTA DE SÍMBOLOS

ρ	Recalque absoluto
%	Porcentagem
ρ_c	Recalque por adensamento
ρ_i	Recalque imediato
c	Coesão
Mg	Magnésio
Fe	Ferro
Al	Alumínio
Li	Lítio
Na	Sódio
K	Potássio
p_0	Sobrecarga do terreno
Δp	Carga adicional
H	Altura do corpo de prova antes da inundação
$^{\circ}\text{C}$	Grau Celsius
vs	Versus
E1	Expansão Livre
ΔH	Altura da expansão devido à saturação
pH	potencial hidrogeniônico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Objetivos	20
<i>1.1.1</i>	<i>Objetivo Geral</i>	20
<i>1.1.2</i>	<i>Objetivos Específicos</i>	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1	Investigações Geotécnicas	21
<i>2.1.1</i>	<i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	21
2.2	Expansão	23
<i>2.2.1</i>	<i>Composição Mineralógica de um solo expansivo</i>	25
<i>2.2.1.1</i>	<i>Grupos dos argilominerais</i>	25
<i>2.2.1.1.1</i>	<i>Caulinitas (1:1)</i>	26
<i>2.2.1.1.2</i>	<i>Esmectitas ou montmorilonita (2:1)</i>	26
<i>2.2.1.1.3</i>	<i>Ilitas (2:1)</i>	27
<i>2.2.1.1.4</i>	<i>Clorita (2:1:1)</i>	28
<i>2.2.1.1.5</i>	<i>Vermiculita (2:1:)</i>	28
<i>2.2.2</i>	<i>Mecanismo de expansão</i>	28
<i>2.2.3</i>	<i>Fatores que influenciam no processo de expansão</i>	30
<i>2.2.4</i>	<i>Locais com ocorrência de solos expansivos</i>	33
<i>2.2.5</i>	<i>Identificação de solos expansivos</i>	35
<i>2.2.5.1</i>	<i>Expansão livre</i>	36
<i>2.2.5.2</i>	<i>Pressão de Expansão</i>	38
<i>2.2.5.3</i>	<i>Critério de JIMENÉZ SALAS (1980)</i>	39
2.3	Deformações Volumétricas	39
3	METODOLOGIA	40
3.1	Introdução	40
3.2	Sondagem do solo	41
3.3	Coletas de amostras deformadas	42
3.4	Coletas de amostras indeformadas	44
3.5	Ensaio laboratoriais	46
<i>3.5.1</i>	<i>Ensaio de caracterização</i>	46
<i>3.5.1.1</i>	<i>Preparação das amostras</i>	46
<i>3.5.1.2</i>	<i>Determinação do limite de liquidez.</i>	47

3.5.1.3	<i>Determinação do limite de Plasticidade</i>	48
3.5.1.4	<i>Ensaio de compactação</i>	48
3.5.1.5	<i>Análise granulométrica</i>	49
3.5.1.6	<i>Densidade real dos solos</i>	52
3.5.2	<i>Ensaio Edométrico Simples</i>	53
3.5.2.1	<i>Preparação do corpo de prova</i>	54
3.5.2.2	<i>Procedimento geral</i>	55
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
4.1	Caracterização geotécnica do solo	57
4.1.1	<i>Limites de consistência</i>	58
4.1.1.1	<i>Limite de liquidez</i>	58
4.1.1.2	<i>Índice de plasticidade</i>	58
4.1.2	<i>Análise granulométrica</i>	59
4.1.3	<i>Ensaio de compactação</i>	62
4.1.4	<i>Densidades real dos solos</i>	65
4.2	Ensaio edométrico - Expansão livre e tensão de expansão	66
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
5.1	Conclusões	71
5.2	Recomendações para trabalhos futuros	72
6	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS	73
	APÊNDICES	77
	ANEXOS	82

1 INTRODUÇÃO

O solo serve de suporte para toda obra de engenharia, como também pode ser utilizado como um material de construção. A ocorrência de solos expansivos podem ocasionar sérios problemas na segurança e prejuízos econômicos, tudo devido a variação do volume quando inundado, causando perda de estabilidade, com desabamento de túneis, danos nas estradas e canais de irrigação (Paiva, 2016).

No Brasil, o estudo dos solos expansivos é muito recente, enquanto em outros países esse tema já está bem difundido. No entanto, nos últimos anos, esse tema começou a ganhar destaque no país, sendo que, segundo Barbosa (2013), já foram identificados solos expansivos no centro sul, nos estados do Paraná, Santa Catarina e São Paulo, no Nordeste nos estados da Bahia, Pernambuco e Ceará.

O processo de expansão acontece quando um solo denominado expansivo é inundado, isso provoca uma variação volumétrica nesse solo, segundo Ayala *et al.* (1986) para o solo ser denominado expansivo deve apresentar duas características, uma intrínseca, característica do próprio solo, como por exemplo: sua textura, sua composição mineralógica e sua estrutura interna. A outra característica é a extrínseca, que leva em consideração aspectos de onde o solo está inserido, como por exemplo: a climatologia, a vegetação e a ocupação humana. A união dessas características provoca a variação volumétrica do solo ,ou seja, torna o solo expansivo.

Os danos causados por solos expansivos podem ter consequências graves principalmente para a construção civil. Nos EUA onde o tema é bem estudado estima-se que esses solos causem um prejuízo de cerca de 15 milhões de dólares anualmente e que em anos atípicos esses solos podem causar perdas monetárias maiores do que catástrofes naturais, como terremoto, tornados e tsunamis (NELSON; MILLER, 1992).

O conhecimento do tipo de solo de onde se pretende realizar uma construção, é primordial para a engenharia, pois com estudo prévio é possível identificar problemas e antecipar soluções. Segundo Cavalcante (2006), uma maneira de identificação de solos expansivos é através das manifestações patológicas as quais eles causam nas estruturas, como por exemplo o aparecimento de fissuras em épocas de estiagem, o desaprumo ou levantamento de construções em períodos chuvosos.

Através da observação visual da passarela que liga o Restaurante Universitário ao Bloco 2A, da Universidade Federal do Ceará campus Russas, constatou-se o levantamento

dos blocos da mesma como ilustra a Figura 1. Diante do problema exposto, levantou-se uma questão sobre a caracterização e o comportamento do solo do campus.

Assim, visando correlacionar a situação observada foi realizada a caracterização geométrica do solo relacionando os resultados obtidos com o grau de expansividade, bem como com os resultados obtidos por meio do ensaio edométrico do índice e tensão de expansão, e assim classificar o solo quanto ao grau expansividade do solo.

Figura 1 – Levantamento dos Blocos de concreto na Passarela do RU



Fonte: Própria do autor (2020).

1.1 Objetivos

1.1.1 *Objetivo Geral*

Este trabalho teve como objetivo realizar um estudo da expansividade de um solo oriundo do campus da Universidade Federal do Ceará, localizada no município de Russas - CE.

1.1.2 *Objetivos Específicos*

- Realizar a caracterização geotécnica do solo da UFC - Campus de Russas correlacionando a análise dos resultados com o possível comportamento expansivo do solo;
- Analisar os resultados do ensaio de compressão edométrica e fazer um estudo do grau de expansibilidade do solo;

- Realizar possíveis relações do comportamento do solo quanto a expansividade com manifestações patológicas ocorridas nas construções assentes sobre os solos estudados;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Investigações Geotécnicas

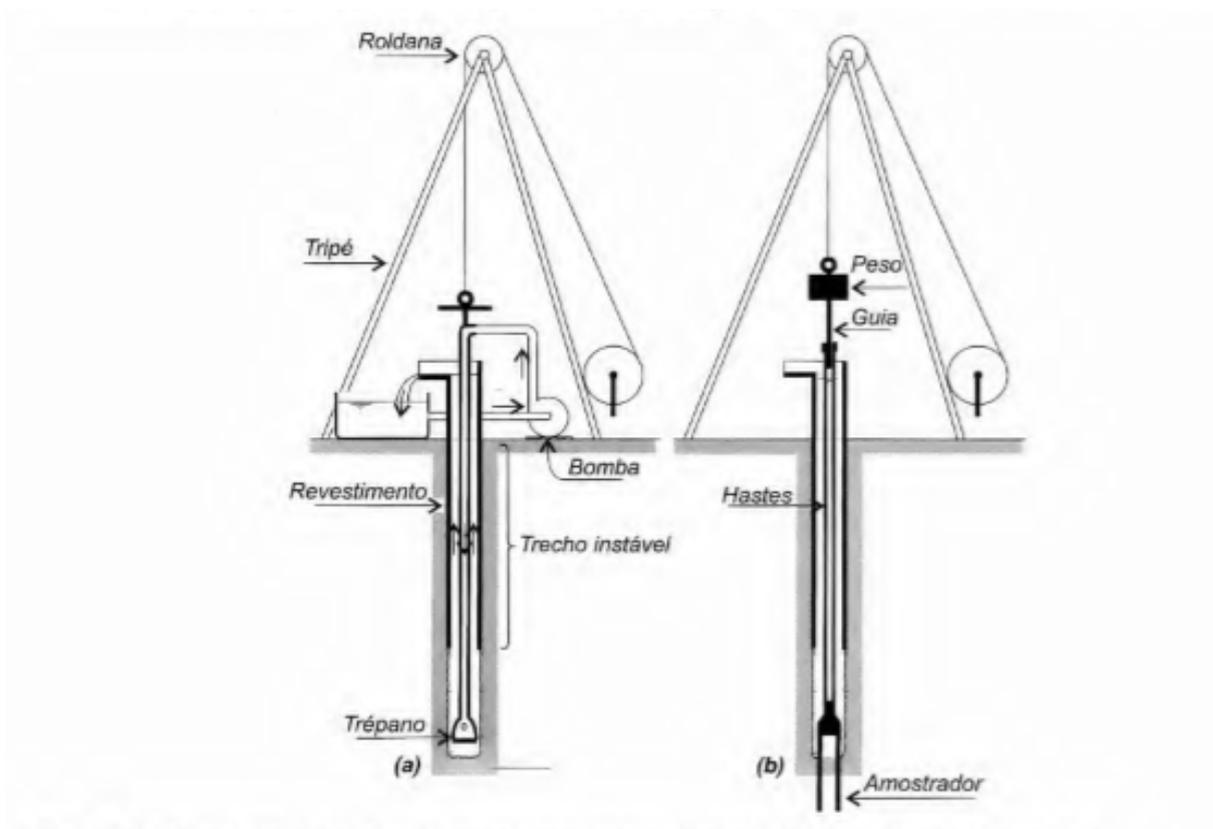
De acordo com Velloso e Lopes (2011) para uma boa investigação geotécnica de um subsolo devem ser seguida algumas etapas:

- Investigação preliminar: tem por objetivo a compreensão das características relevantes do subsolo, nessa fase normalmente são realizadas sondagens a percussão, só em casos em que se tenha a informação que existe uma camada de rocha, então é utilizado sondagem rotativa.
- Investigação complementar: nessa fase procura-se explicitar particularidades pertinentes do subsolo e também definir as características mais importantes, tendo em vista o comportamento das fundações. Se antes dessa fase já tivesse sido escolhido o tipo de fundação, algumas questões sobre a execução também podem ser esclarecidas.
- Investigação para a fase de execução: essa fase pretende verificar as condições de projetos principalmente em áreas críticas, estas são conhecidas devido a atribuição da fundação ou pela variabilidade do solo. Outra necessidade dessa fase vem da dificuldade de execução de um determinado tipo de fundação.

2.1.1 *Standard Penetration Test (SPT).*

A sondagem *SPT* é realizada por um equipamento composto por um tripé, de onde cai um martelo de peso padronizado igual a 65 kgf, de uma altura padrão de 75 cm. A descida desse martelo faz com que seja cravado no solo um amostrador tipo, que recebe o nome de amostrador de Terzaghi. Este é composto de um tubo feito de aço galvanizado com diâmetro externo de 2” e diâmetro interno de 1 3/8”. Esse amostrador é fixado a uma haste de 1”, que vai sendo colocada à medida que o amostrador é cravado no solo. Esse amostrador pode ser aberto e o solo que está dentro pode ser visualizado a Figura 2 ilustra um esquema de como é realizado o ensaio *SPT* (REBELLO, 2008).

Figura 2 – Ensaio SPT



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Segundo Quaresma *et al.* (1998) ao realizar uma sondagem pretende-se obter algumas informações, são elas:

- Qual o tipo de solo atravessado, isso vai ocorrer com a retirada de amostras desse solo a cada metro.
- A resistência dada pelo solo à cravação do amostrador, isso também a cada metro.
- Outra coisa importante seria a informação de qual a posição do nível d'água se existir.

O Quadro 1 mostra uma relação entre o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) com a classificação do solo junto com sua consistência.

Quadro 1 – Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)

	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito Rija(o)
	> 30	Dura(o)

Fonte: NBR 6484 (2020).

Com o resultado do N_{SPT} é possível encontrar alguns parâmetros do solo, segundo Teixeira e Godoy (1996) a coesão pode ser obtida pela equação (1):

$$c = 10 * N_{SPT} \quad (1)$$

O peso específico também pode ser obtido através de uma correlação com o valor do N_{SPT} onde essa relação pode ser obtida através do Quadro 2.

Quadro 2 – Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972).

2.2 Expansão

Um solo expansivo é um solo muito instável onde suas características variam muito de acordo com o regime de chuvas ao longo do ano. Em períodos de estiagem, se comporta de uma maneira diferente de quando está em um período chuvoso, o primeiro caso fica mais rígido e ao mesmo tempo se contrair, já no segundo caso se expande causando um

aumento nos seus vazios. O termo expansividade é muito utilizado para definir a característica do solo em de ter variações de seu volume com a variação de sua umidade (AYALA, 1986).

Obras realizadas em solos onde existe uma instabilidade volumétrica, quando inundados, podem ocasionar problemas graves. Os solos expansivos, apresentam fissuras e fendas características em épocas de estiagem. Em edificações podem ocasionar fissuras diagonais embaixo das janelas e acima das portas, levantamento e fissuração nos pavimentos (PAIVA et al, 2016).

Segundo Jones e Holtz (1973) foi feito um levantamento da quantidade de perdas provocadas devido a solos expansivos nos Estados Unidos e foi verificado que cerca de 20% da população sofre com perdas em decorrência de solos expansivos, isso é o dobro das afetadas por enchentes, por exemplo. O custo real das perdas pode chegar a ser o dobro se for levado em consideração os casos não conhecidos ou casos que não foram relacionados a esse tipo de solo.

Para um solo ser considerado expansivo depende, primeiro, do filossilicato que existe na parcela da argila, visto que nem todos sofrem alterações volumétricas devido a variação da umidade. Existem dois atributos básicos, intrínseco e extrínseco, para um solo mostrar expansividade. O intrínseco está associado com a composição mineralógica, textura e estrutura. O extrínseco se relaciona com a climatologia, a hidrogeologia, a vegetação e a ocupação antrópica que são quem transmite umidade de um ponto a outro (FERREIRA, 2008)

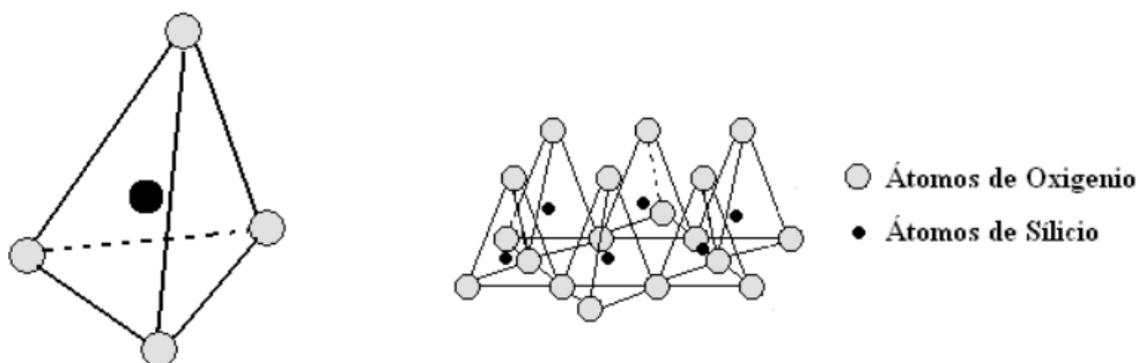
De acordo com Vilar e Ferreira (2015) para que se apresente o potencial expansivo de um solo na mudança de umidade existem dois grandes grupos: i) mudanças sazonais; ii) modificações da umidade natural do terreno devido a ação do homem. As mudanças sazonais se dão devido às variações climáticas durante o ano. As oscilações de umidade na superfície do terreno dependem da relação entre precipitação/evaporação.

A expansividade apresenta-se pela pressão de expansão e variação volumétrica. Construções que estão apoiadas em solos expansivos podem estar submetidas a um conjunto de comportamentos indesejáveis que são resultantes das pressões de expansão no decorrer do umedecimento, assim como das variações de volumes, que podem ocasionar um levantamento ou deslocamento das estruturas. Do mesmo modo que os solos se expandem quando são umedecidos, eles se contraem quando são ressecados, e esse ciclo de contrai e expande faz com que o solo sofra uma fadiga, tornando-o erodível (OLIVEIRA; JESUS; MIRANDA, 2006).

2.2.1 Composição Mineralógica de um solo expansivo.

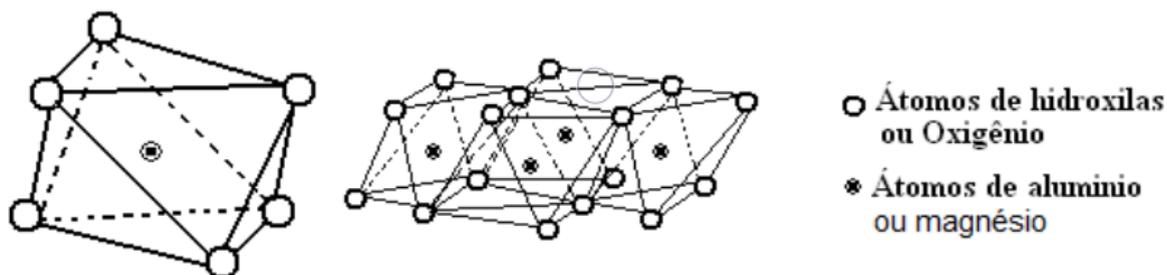
Os argilominerais são geralmente silicatos hidratados de Alumínio (Al), Magnésio (Mg) e Ferro (Fe), onde ainda pode haver a adição de elementos alcalinos ou alcalinos terrosos (SANTOS, 1989). A estrutura desses argilominerais são constituídos pela intercalação de unidades compostas por tetraedros de oxigênio e silício ou alumínio e octaedros de oxigênio ou OH⁻, onde o centro é ocupado por cátions como Al³⁺, Fe³⁺, Mg²⁺, Fe²⁺ e, mais raramente Ni²⁺ (GRIM, 1962). As Figuras 3 e 4 ilustram exemplos de uma estrutura tetraédrica de silício e octaedros de alumínio ou magnésio, respectivamente.

Figura 3 – Estrutura de uma folha tetraédrica de silício e oxigênio



Fonte: Cristelo (2001).

Figura 4 – Estrutura de uma folha octaédrica.



Fonte: Cristelo (2001).

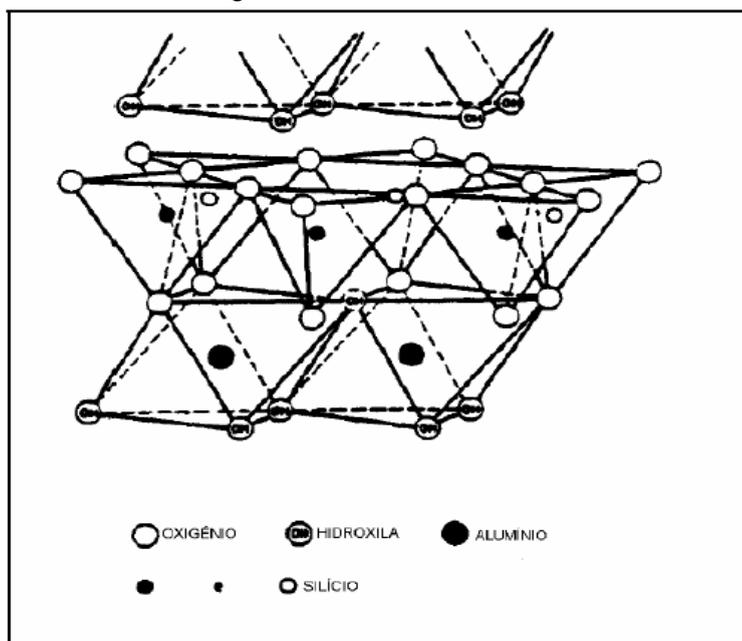
2.2.1.1 Grupos dos argilominerais

É com base na quantidade e natureza das folhas que existem nas camadas do solo que se pode estabelecer o tipo de estrutura formada (1:1, 2:1, 2:1:1). Sendo assim a combinação de uma folha tetraédrica com uma folha octaédrica dá origem a uma unidade estrutural do tipo 1:1, enquanto a combinação de duas folhas tetraédricas com uma folha octaédrica dá origem ao tipo 2:1 (MORAIS, 2017).

2.3.1.1.1 Caulinitas (1:1)

Os minerais que pertencem a esse grupo geralmente são pouco expansivos, pois neles ocorrem pouco ou quase nenhuma hidratação das camadas estruturais, isso ocorre por causa da pequena distância reticular e da pouca adsorção superficial. A pouca adsorção superficial ocorre devido à estrutura ser quase eletricamente neutra (GRIM, 1962). A Figura 5 ilustra a estrutura da caulinita.

Figura 5 – Estrutura da caulinita

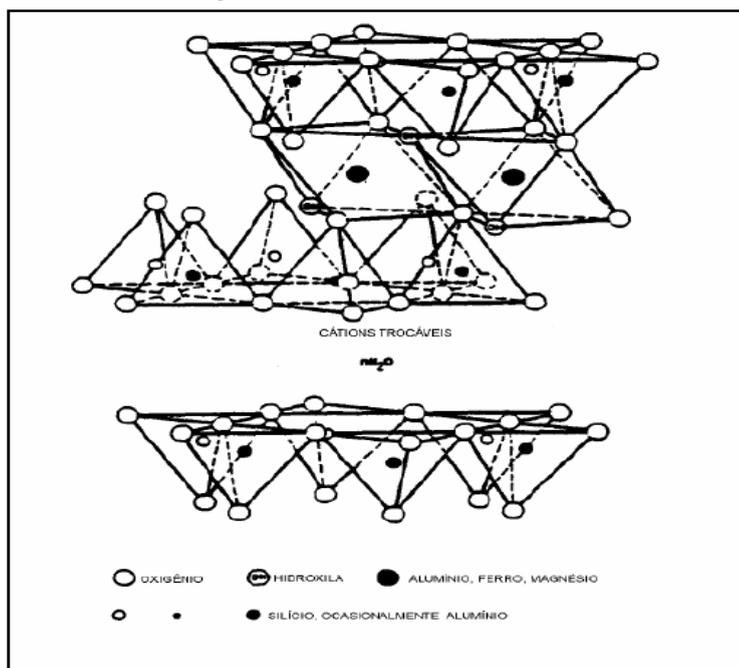


Fonte: Grim (1962)

2.3.1.1.2 Esmectitas ou montmorilonita (2:1)

Essas são formadas pela sobreposição de duas folhas tetraédricas de silicato com apenas uma folha octaédrica de alumínio no centro, onde são ligadas pelo oxigênio (CARVALHO, 1997). As ligações entre as camadas são fracas, com isso as esmectitas tem uma grande tendência a absorver água e assim acabam se expandindo a Figura 6 ilustra um exemplo (MORAIS, 2017).

Figura 6 – Estrutura da Esmectitas

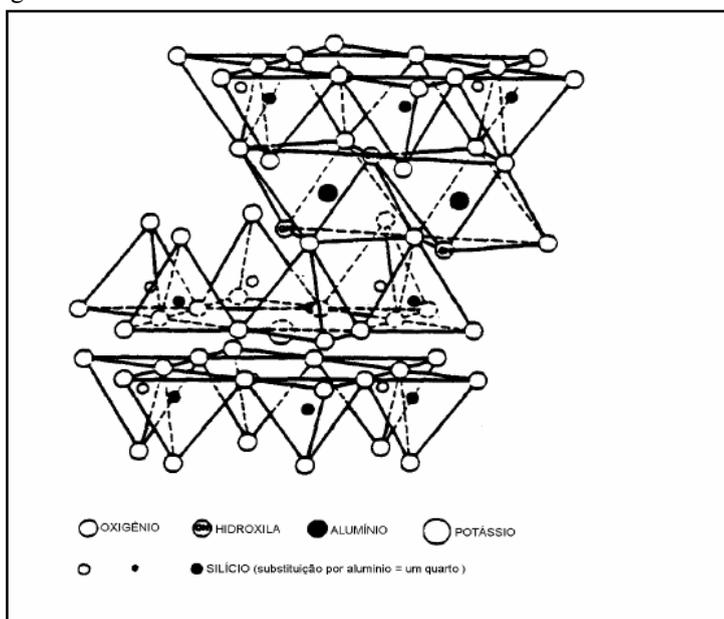


Fonte: Grim (1962).

2.3.1.1.3 Ilitas (2:1)

São também conhecidas como hidromicas, sua estrutura é muito parecida com a montmorilonita, porém elas diferem na composição química, a Ilitas é menos expansiva que montmorilonita, onde sua estrutura consiste em uma folha octaédrica de gipsita no meio de duas folhas tetraédricas de silício a Figura 7 ilustra um exemplo da muscovita que é bem semelhante a Ilitas (CARVALHO, 1997).

Figura 7 – Estrutura da muscovita. A estrutura da Ilita é bem semelhante



Fonte: Grim (1962).

2.3.1.1.4 Clorita (2:1:1)

O grupo das cloritas apresenta geralmente uma estrutura composta por camadas do tipo (2:1), porém essas são intercaladas por folhas octaédricas, onde o cátion que coordena as hidroxilas são geralmente o Mg^{2+} , onde também pode ocorrer o Fe^{2+} ou Al^{3+} e com menos frequência o Li^+ (GOMES, 1986).

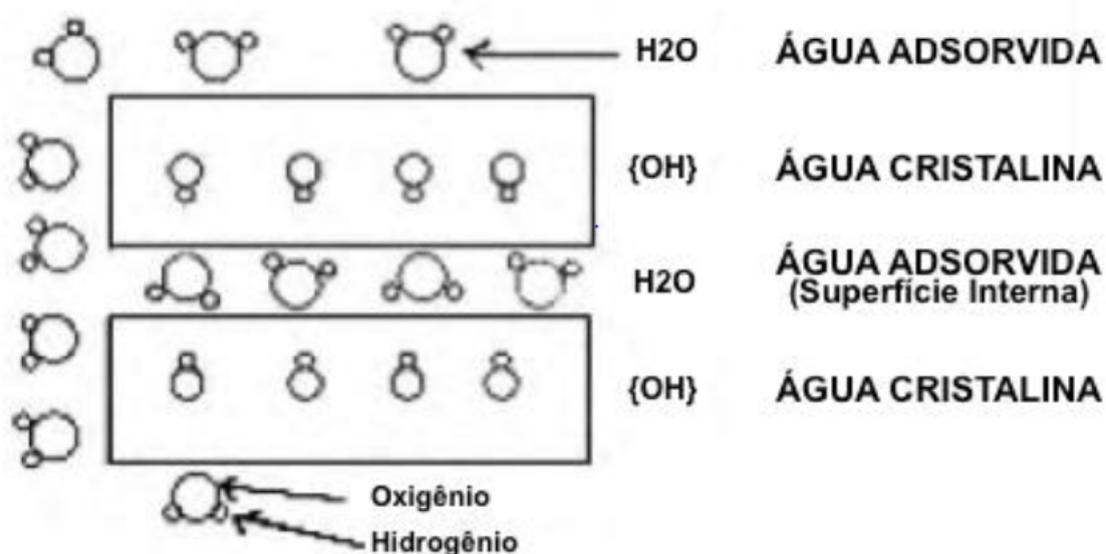
2.3.1.1.5 Vermiculita (2:1:)

Segundo Pereira (2004), o grupo das vermiculitas tem uma expansão bem mais limitada que o grupo das montmorilonitas quando existe a presença de água ou quaisquer outras partículas polares. A vermiculita possui uma capacidade de expansão um pouco menor que a montmorilonita na presença de cátions bivalentes, sendo que em cátions monovalentes ocorre variação, é semelhante para Li^+ , muito menor para o Na^+ e não existe para o K^+ (CARCETO *et al.*, 1986).

2.2.2 *Mecanismo de expansão*

A mudança de volume em solos considerados expansivos é causada devido a união de vários fatores. Um dos fatores mais importantes é a capacidade dos argilominerais expansivos em mudar de volume através da adsorção de moléculas de água ou quaisquer outros íons polares em sua estrutura. Os argilominerais possuem os diâmetros de suas partículas inferiores a 2 mm e possui sua estrutura cristalográfica em forma de folha, essa característica dão ao argilomineral uma grande área superficial proporcionando uma grande adsorção de água. Todos os argilominerais atraem água para sua superfície, porém apenas alguns a levam para sua estrutura interna (MORAIS, 2017). A Figura 8 exemplifica um pouco esse processo.

Figura 8 – Diferentes tipos de água associada com a expansão cristálica



Fonte: Velde (1992) *apud* Morais (2017).

O processo de expansão do solo pode ser de dois tipos: os processos mecânicos e os físico-químicos. Onde o segundo caso é muito complexo já o primeiro vai depender da movimentação deste tipo de solo (MORAIS, 2017).

Para Taylor e Smith (1986), a expansão mecânica ocorre devido a resposta do solo ao fator de descompressão elástica e está relacionada diretamente com o tempo. Pode ser dividida em: escavação feita pelo homem, ação devido a movimentos tectônicos e erosão no solo.

Neves (1993) fala que os mecanismos de expansibilidade físico-químicas são intercrystalinos ou intracrystalinos e osmóticos, já Snethen *et al.* (1977) diz que esses mecanismos são: atração superficial das partículas, hidratação de cátions e repulsão osmótica.

A expansão intercrystalina acontece quando a absorção de água ocorre na parte externa dos argilominerais e nos vazios entre as camadas, ou seja, quando é possível absorver água para o interior do cristal ou entre suas camadas. Essa água absorvida irá formar várias monocamadas sobre as partículas do argilomineral causando o distanciamento entre suas camadas estruturais e suas próprias partículas (NEVES, 1993). A Figura 9 exemplifica esse processo.

Quadro 3 – Propriedades do solo que influenciam a expansão

Fator	Descrição	Referência
Teor e tipo dos argilominerais	O teor de argila no solo é um dos fatores mais relevantes para sua expansão volumétrica, assim quanto maior for o teor de argila no solo se espera maior expansão. O tipo de argilomineral também é um fator preponderante. Os minerais que geralmente causam a expansão do solo são geralmente a montmorilonitas, vermiculitas	Grim (1968); Mitchell (1973, 1976); Snethen <i>et al.</i> (1977)
Química da água no solo	A expansão é reprimida quando o número de cátions e cátion valência aumentam	Mitchell (1976)
Sucção do Solo	A sucção do solo é um fator independente da pressão efetiva, é representado pela pressão negativa em solos não saturados, onde a sucção vai estar diretamente relacionado à saturação do solo, o tamanho e tipos dos poros, gravidade e as propriedades químicas e elétricas das partículas do solo.	Snethen (1980); Fredlund and Morgenstern (1977); Johnson (1973); Olsen and Langfelder (1965); Aitchison <i>et al.</i> (1965)
Plasticidade	Geralmente solos que possuem comportamento plásticos mesmo com grandes variações de umidade e que possuem altos limites de liquidez tem um potencial maior para ser um solo expansivo, portanto a plasticidade é um indicador de expansão	Nelson e Miller (1992)
Estrutura do Solo	As argilas floculadas tendem a ter um potencial de expansão bem maior que as argilas dispersas. Já a presença de partículas cimentadas causa uma diminuição nesse potencial de expansão das argilas	Johnson and Snethen (1978); Seed <i>et al.</i> (1962).
Densidade seca	Quando solos possuem altas densidades significa dizer que o espaçamento entre as partículas será menor, com isso aumentando a força de repulsão entre elas, ocasionando um maior potencial de expansão	Chen (1973); Komomik and David (1969); Uppal (1965)

Fonte: Nelson e Miller (1992).

Os fatores extrínsecos são mostrados no Quadro 4.

Quadro 4 – Fatores ambientais e externos que influenciam o potencial de expansão

Fator	Descrição	Referência
Condições de umidade inicial	Um solo com características de expansão quando completamente seco terá uma maior sucção de água do que o mesmo solo com uma certa umidade. Como também um perfil deste solo perde umidade mais facilmente quando submetido ao processo de secagem	Nelson e Miller (1992)
Clima	A quantidade e a variação da quantidade de chuva, do índice de evapotranspiração, influenciam muito na disponibilidade e profundidade da umidade	Holland and Lawrence (1980)
Lençol Freático	Lençóis freáticos rasos fornecem uma fonte de umidade bem mais constante, não havendo uma variação muito grande de umidade	Nelson e Miller (1992)
Vegetação	A vegetação esgota a umidade do solo por meio da transpiração, assim em locais onde se tenha diversos tipos de vegetação vai ocorrer uma variação na umidade do solo podendo haver retração	Buckley (1974)
Permeabilidade	Solos com altas permeabilidade, principalmente devido à fissuração permite a entrada de água com mais facilidade ocasionando assim maiores oscilações	Wise and Hudson (1971); De Bruijn (1965)
Histórico de Tensões	Um solo muito compactado é bem mais expansivo do que um solo com o mesmo número de vazios só que normalmente compactado. Repetidos ciclos de umedecimento e secagem tendem a diminuir a expansão dos solos em laboratórios, porém chega certo ponto que a expansão não é mais afetada	Mitchell (1976); Kassiff and Baker (1971)
Condições <i>in situ</i>	O estado inicial de tensão deve ser levado para avaliar as prováveis	Nelson e Miller (1992)

	consequências levadas pelo carregamento da massa do solo e pela alteração do ambiente de umidade	
Carregamento	A magnitude da carga que será submetida no solo será o responsável pela mudança de volume que o próprio irá sofrer	Holtz (1959)
Perfil do Solo	A espessura e localizadas da camada de solo expansivo vai influenciar muito o potencial de todo o perfil pois grandes movimentos vão ocorrer se a camada for mais próxima da superfície	Holland and Lawrence (1980)

Fonte: Nelson e Miller (1992).

2.2.4 Locais com ocorrência de solos expansivos.

Justino da Silva (2001) relatou que há ocorrência de solos expansivos em quase todo o mundo, onde a regiões áridas e semiáridas são as que têm maiores ocorrência, isso se deve devido ao fato de a evaporação total anual ultrapassar a quantidade de precipitação e com isso ocorre uma grande variação na umidade. Chen (1975) relata a existência de solos expansivos em vários países entre eles estão Argentina, Irã, Austrália, México, Marrocos, Canadá, Cuba, África do Sul, Etiópia, Espanha, Gana, Turquia, Índia, Estados Unidos, Israel e Venezuela.

No Brasil foram verificadas várias ocorrências de solos expansivos, o Quadro 5 mostra alguns lugares onde se verificou a existência de solos expansivos.

Quadro 5 – Lugares com ocorrência de solos expansivos no Brasil.

No.	Local	Referência	Origem/Tipo de Solo/Classe Pedológica
1	Paulo Dutra - MA	FERREIRA (1988)	-
2	Parelhas - RN	LINS <i>et al.</i> (1986)	Formação Seridó
3	Carnaíba - PE	FERREIRA (1988)	Complexo Monteiro/Bruno não Cálculo
4	Afrânio - PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro / Cachoeirinha/Areia

5	Petrolina - PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Areia Quartzosa/Bruno não Cálculo
6	Cabrobó - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Presidente Juscelino/Bruno não Cálculo
7	Salgueiro - PE	FERREIRA (1989)	Bruno não Cálculo
8	Serra Talhada - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Monteiro/Bruno não Cálculo
9	Petrolândia - PE	FERREIRA (1989)	Areia Quartzosa
10	Ibimirim - PE	FERREIRA (1989)	Bruno não Cálculo
11	Pesqueira - PE	SILVA e FERREIRA (2007)	Planossolo
12	Nova Cruz - PE	FERREIRA (1997)	Formação Barreiras
13	Paulista - PE	FERREIRA (1989)	Formação Maria Farinha
14	Olinda - PE	COSTA NUNES et al. (1982)	Formação Maria Farinha/Silticos
15	Olinda - PE	JUCA et al. (1992)	Formação Maria Farinha
16	Cabo - PE	COSTA NUNES et al. (1982)	Rochas Extrusivas Básicas
17	São Francisco - PE	LEITE e FERREIRA (2012)	Sedimento do Recôncavo, Tucano e Jatobá.
18	Suape - PE	FERREIRA et al. (2012)	Formação Maria Farinha do Grupo Barreiras
19	Reservatório de Itaparica - PE - BA	SIGNER <i>et al.</i> (1989), VARGAS et al. (1989)	Silticos e Argilitos
20	Reservatório de Itaparica - PE - BA	SANTOS e MARINHO (1990)	Sedimentos da Bacia do Jatobá da Formação Aliança

21	Maceió - AL	FERREIRA (1988)	Bruno não Cálculo
22	Aracaju - SE	CAVALCANTE (2007)	Formação Calimbi
23	Juazeiro - BA	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro
24	Recôncavo Baiano - BA	SIMÕES e COA FILHO (1981)	Grupos Ilha e Santo Amaro e Formação São Sebastião/ Vertissolo
25	Baía de Aratu - BA	BARRETO <i>et al.</i> (1982)	Vertissolo
26	Feira de Santana - BA	PRESA (1986)	Solos Residuais/Vertissolo
27	Recôncavo Baiano - BA	SIMÕES (1986)	Grupos Ilha e Santo Amaro e Formação São Sebastião/ Vertissolo
28	Salvador - BA	PRESA (1986)	-
29	Cuiabá - MT	PRESA (1986)	Grupo Cuiabá / Filito
30	Campinas - SP	SÂMARA (1981)	Podzólico
31	Sudeste de São Paulo e Paraná	VARGAS <i>et al</i> (1989)	Formação Tubarão
32	Curitiba - PR	PEREIRA e PEJON (2004)	Formação Guabirotuba
33	Porto Alegre - RS	VARGAS <i>et al</i> (1989)	Formação Rosário do Sul
34	Laranjeiras - SE	GUSMÃO FILHO <i>et al</i> (2002)	Formação Barreiras
35	N.S. Do Socorro - SE	GUSMÃO FILHO <i>et al</i> (2002)	Formação Barreiras
36	Grajaú - MA	GUSMÃO FILHO <i>et al</i> (2002)	-

Fonte: Modificado por Ferreira et al. (2012)

2.2.5 Identificação de solos expansivos

A identificação do tipo de solo é de fundamental importância, pois este pode trazer sérios problemas à construção. Porém não é muito fácil essa identificação, pois os

métodos tradicionais não são capazes disso. Os métodos de identificação são divididos em dois grupos, os métodos diretos e os indiretos. Os métodos indiretos utilizam índices físicos e limites de consistência ou propriedades relacionadas à textura que são de simples obtenção em ensaio em laboratório e campo para indicar o grau de expansividade. Os métodos diretos utilizam as medidas do potencial de expansão do solo analisado pelos ensaios edométricos, de placa ou com o expanso-colapsômetro (VILAR; FERREIRA, 2015) o Quadro 6 mostra uma classificação quanto ao grau de expansão em relação ao LL e IP dos solos..

Quadro 6 – Classificação do grau de expansão relacionada ao Limite de Liquidez (LL) e ao Índice de Plasticidade (IP)

Grau de Expansão	Chen (1965)	Seed et al. (1962)	Daksanamurthy & Raman (1973)
Muito Alto	LL > 60	IP > 35	LL > 70
Alto	40 < LL ≤ 60	20 < IP ≤ 35	50 < LL ≤ 70
Médio	30 ≤ LL ≤ 40	10 ≤ IP ≤ 20	35 < LL ≤ 50
Baixo	LL < 30	IP > 10	20 ≤ LL ≤ 35

Fonte: Vilar e Ferreira (2015).

2.2.5.1 Expansão livre

Os ensaios de expansão “livre” medem a variação da espessura da amostra, porém fazendo uma relação com a altura inicial e final, assim que colocado num recipiente com água. A expansão livre é expressa em percentual assim que houver a estabilização da amostra. Alguns métodos utilizam pequenas sobrecargas antes da inundação e é obtida através da equação (2) (VILAR; FERREIRA, 2015). O Quadro 7 mostra a classificação quanto ao grau de expansibilidade de solos, tanto para o índice de expansão como para a tensão de expansão.

$$E_l \% = \frac{\Delta H}{H} * 100 \quad (2)$$

E_l = Expansão “Livre”, em porcentagem;
 ΔH = altura da expansão devido à saturação;
 H = altura do corpo de prova antes da inundação.

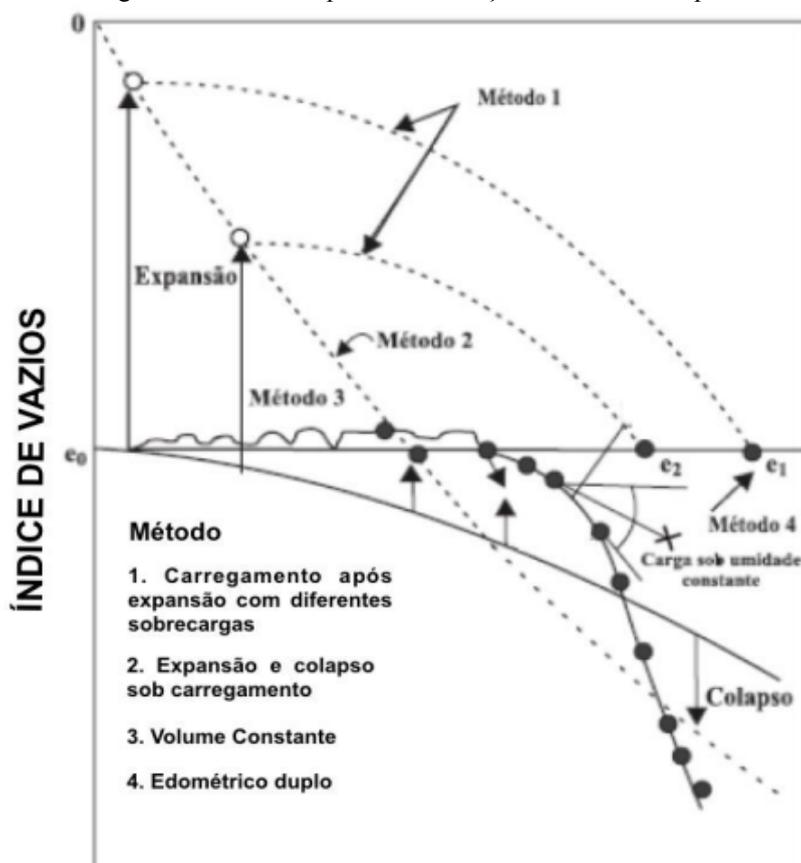
Quadro 7 – Critério de classificação de solos expansivos com base na expansão livre e tensão de expansão

Critério de Seed <i>et al.</i> (1962)	Critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)		Grau de expansibilidade
Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 7 kPa	Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 10 kPa	Tensão de expansão (kPa)	
0 - 1	< 1	< 30	Baixa
1 - 5	1 - 4	30 - 120	Média
5 - 25	4 - 10	120 - 300	Alta
> 25	> 10	> 300	Muito alta

Fonte: Vilar e Ferreira (2015).

O Quadro 7 acima levanta o termo tensão de expansão, ainda segundo Vilar e Ferreira (2015) esse termo significa a tensão que o solo desempenha durante o processo de expansão, sendo isso um termo de difícil identificação, pois depende da trajetória de tensões usadas nos ensaios para sua definição, essas trajetórias são ilustrado na Figura 10.

Figura 10 – Métodos para determinação da tensão de expansão.



Fonte: Modificado por Morais (2017).

2.2.5.2 Pressão de Expansão

Existem vários métodos para obtenção da pressão de expansão, sendo que os ensaios edométricos são uns dos mais utilizados para este fim (FRASÃO, 1981).

a) Método da amostra a volume constante

É um dos métodos proposto pela Associação Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1989) para identificação da pressão de expansão. Neste método é utilizado um corpo de prova onde é aplicado uma carga vertical e logo depois é inundado. Essa carga pode ser utilizada apenas para estabilizar o sistema ou pode corresponder a pressão vertical que ele irá sofrer *in situ*. Esse ensaio irá fornecer a pressão axial necessária para forçar que uma amostra de rocha indeformada continue com a mesma altura mesmo estando confinada e imersa em água.

b) Ensaio edométrico direto

É o ensaio considerado o mais simples, por isso é o mais utilizado. Ele é feito colocando uma amostra indeformada na célula edométrica com sua umidade natural submetendo uma carga correspondente a sobrecarga do terreno (p_0). Se o ensaio visa levantar resultados para algum projeto, deve-se adicionar uma carga adicional (Δp) para representar a solicitação imposta pela estrutura que será construída. Após a amostra estabilizar é adicionada a água a célula deixando-a expandir até sua estabilização, depois disso a carga é aumentada aos poucos até a amostra voltar a sua altura inicial. A tensão máxima obtida neste ensaio é a tensão de expansão. (PRESA, 1984).

c) Ensaio Edométricos Múltiplos

Este ensaio é realizado com a utilização de várias amostras com umidade natural, onde são colocadas nos anéis edométricos porém são colocadas sobrecargas diferentes em cada amostra. Após isso, todas as amostras são inundadas e espera-se sua estabilização, depois é medido o quanto cada amostra expandiu. O resultado desse ensaio é mostrado através de duas curvas, uma que corresponde a variação do índice de vazios com umidade constante e a outra representa a variação do índice de vazios para as amostras inundadas, onde a interseção entre essas duas curvas corresponde a pressão de expansão da amostra (PRESA, 1984).

d) Ensaio Edométrico Duplo.

Neste ensaio são utilizadas duas amostras, onde devem ser o mais parecidas possível, elas serão colocadas em dois anéis edométricos distintos, onde uma amostra será

ensaiada com umidade natural e a outra terá acesso a água. A amostra que terá acesso a água é deixada expande até sua estabilização com a carga inicial do ensaio. Após a estabilização, as duas amostras são submetidas a um aumento gradual de carga (PEREIRA, 2004).

e) Ensaio Edométrico Simples

No ensaio edométrico duplo, a amostra ensaiada com umidade natural é utilizada apenas para obter o índice de vazios, sob a tensão vertical, na profundidade de retirada da amostra. Já no caso do ensaio edométrico simples, o índice de vazios pode ser obtido colocando no anel edométrico uma amostra com umidade natural até a tensão de retirada da amostra, depois é feito o descarregamento até chegar a pressão inicial. Adiciona-se água na amostra onde ela irá expandir até sua estabilização (JENNINGS, 1973).

2.2.5.3 Critério de JIMENEZ SALAS (1980)

Esse critério proposto por Jimenez Salas (1980) classifica os possíveis danos em estruturas de acordo com a tensão de expansão encontrada, o Quadro 8 mostra essa classificação.

Quadro 8 – Possíveis danos pelo Critério JIMENEZ SALAS (1980)

Tensão de expansão	Possíveis Danos
> 200	Demolição
Entre 100 e 200	Danos Graves
Entre 50 e 100	Fissuras Importantes
Entre 20 e 50	Fissuras Pequenas
< 20	Sem Danos

Fonte: Jiménez Salas (1980).

2.3 Deformações Volumétricas

Um atributo característico dos solos não saturados é a disposição de sofrer variações volumétricas devido a mudança no teor de umidade sob tensão constante. O aumento da umidade pode ocasionar a redução do volume, ocorre muito em solos com baixa densidade, como também pode ocorrer o inverso, ou seja, um aumento no seu volume, isso é um comportamento de solos expansivos. Nos solos com baixa densidade o aumento da umidade provoca uma redução na resistência nos contatos inter partículas, esse processo é

chamado de colapso. O processo de expansão em comparação com o de colapso, é bem mais complexo, rege causas físico-químicas e que, além do aumento volume, conduz outro produto, a tensão de expansão (VILAR; FERREIRA, 2015).

O impacto da expansibilidade é maior em pequenas construções, pois esse processo depende diretamente da pressão aplicada no solo pela fundação, então quanto maior a pressão, menor será a expansão. A expansão do solo irá provocar um levantamento da fundação, provocando um anti-recalque, porém com as consequências comuns a todos os recalques (REBELLO, 2008).

3 METODOLOGIA

3.1 Introdução

O Campus da Universidade Federal do Ceará, que se localiza em Russas-CE, é composto por quatro prédios, sendo dois utilizados para realização das aulas, outro está locado o Restaurante Universitário (RU) , além de um galpão onde se localizam os laboratórios. A Figura 11 ilustra uma imagem aérea do campus.

Foram retiradas duas amostras do terreno do campus, próxima à localização do RU, uma indeformada para realização do ensaio edométrico e uma amostra deformada, para fazer a caracterização geotécnica do solo.

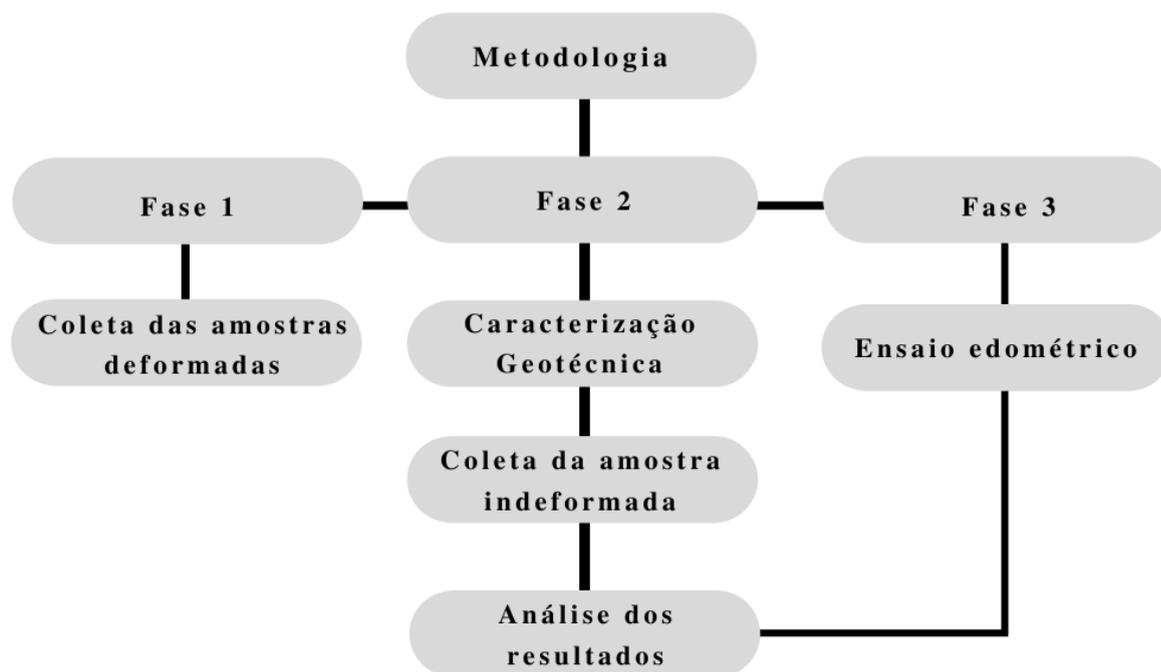
Figura 11 – Divisão do campus da UFC - Russas



Fonte: Google Maps 2021.

O processo metodológico está exemplificado no fluxograma da Figura 12.

Figura 12 – Fluxograma do processo metodológico



Fonte: Própria do autor (2021).

3.2 Sondagem do solo

A sondagem de simples reconhecimento de solos foi fornecida pela CONSTRUTORA PORTO LTDA. Foram executadas doze sondagens à percussão, porém para esse estudo foram considerados apenas os perfis dos furos 4, 5 e 6 onde essas seguem em anexo.

Pelas os perfis dos furos temos que os a primeira camada do solo é composta por um silte argiloso, rijo e duro, com uma cor cinza escura onde os N_{SPT} são altos logo nas primeiras camadas de solo.

O furo 4 apresentou nas primeiras camadas um N_{SPT} de 25, o furo 5 foi de 19, já o furo 6 foi obtido o valor de 31, assim pelo Quadro 1 temos que o solo em questão é considerado argila rija/dura em relação a sua consistência.

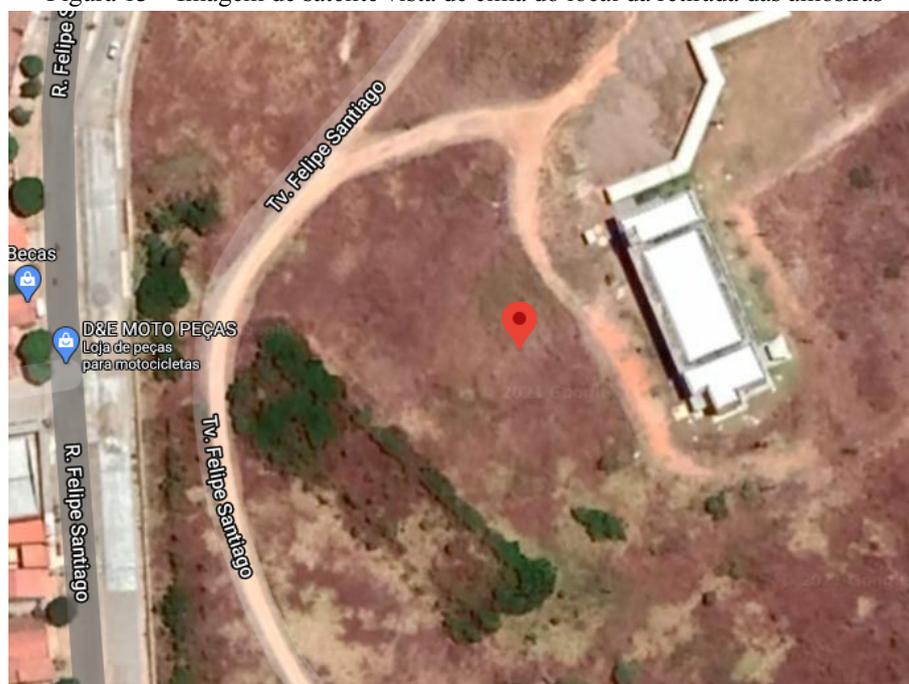
O lençol freático do solo em estudo ficou localizado nos perfis de sondagem 4, 5 e 6 nas respectivas profundidades, 6,95 m, 6,85 m, e 6,85 m, assim diante dos dados apresentados, o solo possui um lençol freático relativamente profundo. Diante disso, em períodos de chuvas muito intensas o processo de expansão tende a acontecer em camadas mais próximas à superfície, pois essas serão as que terão contato com água.

Pela correlação do N_{SPT} é possível obter alguns resultados por meio de métodos empíricos sem a necessidade de ensaios de laboratório como já falado no tópico 2.2.1, como o solo estudado é uma silte argiloso podemos obter a coesão e o peso específico, onde a coesão será: $C = 10 * 25 = 250$ kPa. Já o peso específico pode ser obtido pelo Quadro 2, onde é possível obter que o peso específico do solo em questão é 21 kN/m³.

3.3 Coletas de amostras deformadas

Antes da retirada da amostra indeformada foi realizada a caracterização geotécnica do solo, o local da retirada da amostra é ilustrado na Figura 13.

Figura 13 – Imagem de satélite vista de cima do local da retirada das amostras



Fonte: Google Maps 2021.

Para uma melhor caracterização o solo foi dividido em 4 camadas. A primeira foi com uma profundidade de 0-0,3m, a segunda camada foi de 0,3-0,45m, a terceira de 0,45-1m e a última de 1-1,2 m. O material utilizado foi uma chibanca para a escavação do solo, uma boca de lobo para retirada do material e balde e sacos para estocagem do solo de cada camada.

Abaixo as Figuras 14, 15, 16 e 17 detalham alguns processos de como aconteceu essa retirada, tudo de acordo com a NBR 9604 (2016).

Figura 14 – Escavação



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 15 – Retirado do material



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 16 – Estocagem do solo de acordo com as camadas



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 17 – Medida da profundidade com uma trena



Fonte: Própria do autor (2021).

3.4 Coletas de amostras indeformadas

No dia 05/02/2021 foi retirada uma amostra indeformada em forma de cubo com dimensões aproximadas de 30x30x30cm, a localização é ilustrada na Figura 18.

Figura 18 – Local da retirada da amostra indeformada



Fonte: Google Maps 2021.

Foi realizado a caracterização geotécnica de cada camada deste solo, a divisão foi exposta no tópico anterior em amostra 1 (0 - 0,3m), amostra 2 (0,3 - 0,45m), amostra 3 (0,45 - 1m) e amostra 4 (1 - 1,2m). Os ensaios realizados foram: limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria, compactação e determinação da densidade real.

Com os resultados obtidos foi possível classificar o solo de acordo com sua plasticidade, segundo a NBR 7180 (2016), onde o índice de plasticidade foi obtido pela subtração do limite de liquidez pelo limite de plasticidade, onde quanto maior for o índice de plasticidade, mais plástico será o solo.

Antes da retirada da amostra indeformada, escavou-se com uma retroescavadeira uma trincheira com dimensões de 2m de largura por 2m de comprimento e 1 m de profundidade, assim como ilustra a Figura 19, logo após foi iniciada a moldagem do bloco, com as dimensões já informadas como determina a NBR 9604 (2016), na Figura 20 pode-se observar o bloco *in loco*.

Figura 19 – Escavação da trincheira com a retroescavadeira.



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 20 – Moldagem do Bloco com dimensões de 30x30x30 cm.



Fonte: Própria do autor (2021).

Após a moldagem da amostra foi aplicado a parafina e colocado um tecido do tipo talagarça como pede a norma, para não haver perda de umidade, como ilustram as Figura 21 e 22, respectivamente.

Figura 21 – Aplicação da primeira camada de parafina



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 22 – Cobrimento com o pano e aplicação da 2ª camada de parafina



Fonte: Própria do autor (2021).

Em seguida, o caixote foi encaixado e realizou-se o corte na base da amostra para que esta fosse retirada da trincheira, imediatamente realizou-se a aplicação da parafina e do tecido na base da amostra, como ilustrado na Figura 23, assim a amostra foi transportada para o Laboratório do Departamento de Engenharia de Transportes (DET), do Campus do Pici da UFC em Fortaleza, onde o ensaio foi realizado, com uma maior segurança.

Figura 23 – Acondicionamento da amostra, com preservação da umidade por meio de uso de parafina



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5 Ensaios laboratoriais

3.5.1 Ensaios de caracterização geotécnica

Para caracterização geotécnica, executou-se os seguintes ensaios com amostras deformadas do solo, os quais foram efetuados de acordo com as recomendações de suas respectivas normatizações.

3.5.1.1 Preparação das amostras.

Foi realizada a preparação das amostras para realização dos ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação e granulometria, de acordo com a NBR 6457 (2016). As Figuras 24 e 25 ilustram o processo.

Figura 24 – Destorroamento do material



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 25 – Quarteamento das amostras com auxílio do repartidor



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.1.2 Determinação do limite de liquidez.

A execução do ensaio para determinação do limite de liquidez, seguiu-se o procedimento normativo da NBR 6459 (2017). As Figuras 26, 27 e 28 ilustram a execução do ensaio.

Figura 26 – Colocação da amostra no aparelho de Casagrande e realização do corte.



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 27 – Pesagem do material úmido



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 28 – Pesagem do material seco



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.1.3 Determinação do limite de Plasticidade.

O ensaio para determinação do limite de plasticidade foi executado seguindo as recomendações da NBR 7180 (2016). O processo ilustrado nas Figuras 29.

Figura 29 – Obtenção do cilindro de 3mm



Fonte: Própria do autor (2021)

3.5.1.4 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi executado de acordo com as recomendações da NBR 7182 (2020), optou-se de acordo com as recomendações normativas que o ensaio fosse realizado com energia de compactação normal com o cilindro pequeno, como é observado nas ilustrações das Figuras 30,31, 32 e 33.

Figura 30 – Destorroamento e homogeneização da amostra



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 31 – Processo de compactação das camadas no cilindro



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 32 – Pesagem do corpo-de-prova



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 33 – Amostra para obtenção da umidade



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.1.5 *Análise granulométrica*

O ensaio de análise granulométrica, ilustrado nas Figuras 34, 35, 36 e 37 foi executado em conformidade ao procedimento disposto na NBR 7181 (2016).

Figura 34 – Peneiramento grosso amostra 1



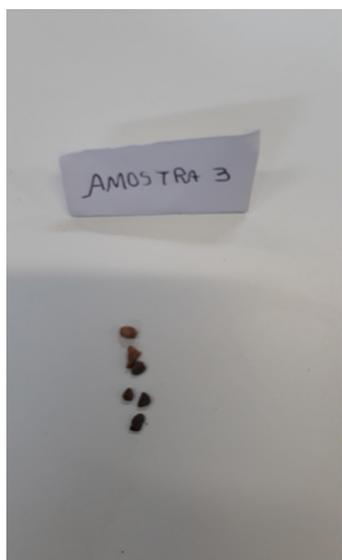
Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 35 – Peneiramento grosso amostra 2



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 36 – Peneiramento grosso amostra 3



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 37 – Peneiramento grosso amostra 4



Fonte: Própria do autor (2021).

Abaixo as Figuras 38, 39 e 40 ilustram o procedimento da execução do ensaio de sedimentação para as amostras 1, 2, 3 e 4 do solo em estudo. E as Figuras 41, 42, 43, 44 ilustram o resultado do peneiramento fino de cada amostra.

Figura 38 – Retirado excesso do copo dispersor com água destilada



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 39 – Colocação da água destilada até 1000 ml



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 40 – Colocação do densímetro e realização da leitura



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 41 – Peneiramento fino amostra 1



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 42 – Peneiramento fino amostra 2



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 43 – Peneiramento fino amostra 3



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 44 – Peneiramento fino amostra 4



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.1.6 Densidade real dos solos

O referido ensaio seguiu os procedimentos de execução presentes na norma DNER-ME 093 (1994). A ilustração do ensaio pode ser observada nas Figuras 45, 46 E 47 abaixo .

Figura 45 – Adição de água destilada no picnômetro



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 46 – Picnômetro sendo fervido por 15 min para expulsão do ar



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 47 – Colocação das rolhas para obtenção do P3



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.2 *Ensaio Edométrico Simples*

O ensaio edométrico foi executado em conformidade com as determinações da NBR 16853 (2020), as Figuras 48 e 49 ilustram algumas etapas deste ensaio .

Figura 48 – Prensa de adensamento



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 49 – Célula de adensamento



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.2.1 *Preparação do corpo de prova*

Segundo a NBR 16853 (2020), o processo para fazer a amostra do ensaio edométrico simples envolveu primeiro cortar um prisma do solo um pouco maior que o diâmetro do anel. Em seguida, usou-se um pequeno talhador para aparar a amostra deixando em um formato próximo ao do anel. Quando o diâmetro da amostra ficou próximo ao diâmetro interno do anel, o anel foi cravado na amostra (Figura 50) até que a amostra ultrapassou o topo do anel para que houvesse um melhor acabamento (Figura 51). O restante do material foi utilizado para obtenção da umidade .

Figura 50 – Cravamento do anel na amostra e moldagem da mesma



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 51 – Acabamento final



Fonte: Própria do autor (2021).

3.5.2.2 Procedimento geral

A montagem da célula de adensamento obedeceu ao que está preconizado na NBR 16853 (2020), sendo realizada na sequência: base rígida, pedra porosa inferior, papel-filtro, corpo-de-prova contido no anel, papel-filtro e pedra porosa superior. Depois de montada a célula de adensamento, foi acoplado o cabeçote metálico e, assim, ajustou-se o conjunto ao sistema de aplicação de cargas .

Após montagem da célula de adensamento, foi imposta uma carga de 7 kPa na prensa, como ilustrado na Figura 52, para que ocorresse a estabilização da amostra. Após ter decorrido algum tempo, a amostra foi totalmente inundada, onde a sua expansão foi sendo verificada e anotada nos tempos de 1/8min; 1/4min; 1/2min; 1min; 2min; 4min; 8min; 15min; 30min; 1h; 2h; 4h; 8h e 24h, como no exemplo da Figura 53, ou ocorrer a sua estabilização.

Figura 52 – Colocação dos pesos na prensa



Fonte: Própria do autor (2021).

Figura 53 – Marcação dos tempos para leitura do extensômetro



Fonte: Própria do autor (2021).

As demais cargas foram escolhidas com base no estudo de Paiva (2016), pois o solo de Cabrobó estudado por ele possui características geotécnicas muito parecidas com a do solo estudado nessa pesquisa, as cargas utilizadas foram de 10, 20, 80 e 300 kPa respectivamente

Após sua estabilização, foi colocado um maior carregamento na prensa, até atingir a pressão de 10 kPa, onde também foi verificado sua alteração na altura pela variação do extensômetro Figura 54. Nessa carga, não foi necessário passar as 24 horas pois a amostra logo se estabilizou com 60 min, pois a $(Leitura_{60} - Leitura_0) * 0,05 \geq Leitura_{60} - Leitura_{45}$. Depois da estabilização, a carga foi aumentada, até que a pressão da célula chegasse a 20 kPa, onde o processo foi repetido, anotando todas as variações do extensômetro nos tempos acima citados ou até sua estabilização. Todo esse procedimento foi repetido para as cargas de 80 kPa a 300 kPa.

Figura 54 – Exemplo de leitura do extensômetro



Fonte: Própria do autor (2021).

Terminadas as leituras que correspondem a carga de 300 kPa, foi efetuado o descarregamento do corpo-de-prova em estágios, fazendo leitura no extensômetro, tendo sido realizado em três fases. Após ter chegado à pressão de 10 kPa no descarregamento e verificada a estabilidade da altura do corpo-de-prova, foi descarregado totalmente e imediatamente retirado o anel com o corpo-de-prova da célula de adensamento. Foi feito o enxugamento das faces expostas do corpo-de-prova com papel absorvente, obteve-se sua massa e depois tomada parcelas do material para determinar o teor de umidade final..

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização geotécnica do solo

Antes da realização do ensaio edométrico foi realizado previamente uma caracterização geotécnica do solo para poder fazer uma classificação desse solo, onde o mesmo foi dividido 4 amostras como já falado anteriormente, amostra 1 (0 a 30 cm), amostra 2 (30 a 45 cm), amostra 3 (45 a 100 cm) e amostra 4 (100 a 120 cm). Com a caracterização geotécnica foi possível escolher qual profundidade seria a mais apropriada para a retirada da amostra indeformada para o ensaio edométrico. Sendo assim, a camada escolhida foi a que apresentou o maior índice de plasticidade.

4.1.1 Limites de consistência

4.1.1.1 Limite de liquidez

Pelo ensaio de Casagrande foram obtidos os seguintes resultados. Os valores dos LL estão expostos na Tabela 1.

Tabela 1 – Resultados do ensaio de LL

LL - LIMITE DE LIQUIDEZ		
Amostra	Profundidade (m)	LL (%)
1	0,00 - 0,30	30
2	0,30 - 0,45	26
3	0,45 - 1,00	33
4	1,00 - 1,20	34

Fonte: Própria do autor (2021).

Pelos gráficos obtidos no ensaio pode-se verificar que as amostras possuem valores bem próximos, assim leva-se a crer que fazem parte de uma mesma camada de solo, nos perfis de sondagem *SPT* que estão em anexo, mostram que a camada de argila rija/dura seguiu até uma profundidade de mais ou menos 2.70m, logo todas as amostras estudadas provavelmente fazem parte da mesma camada de solo.

Verificando o Quadro 6 de acordo com Chen (1965) tem-se que as amostras 1, 3 e 4 possuem grau de expansão médio, já a amostra 2 possui um grau de expansão baixo, já segundo Daksanamurthy & Raman (1973) todas as camadas possuem um grau de expansão baixo.

4.1.1.2 Índice de plasticidade

Com resultados dos limites de consistência podemos obter o índice de plasticidade, pois com ele é possível classificar o solo quanto sua plasticidade, o que é de extrema importância para a análise do comportamento dos solos quanto a sua expansibilidade, pois quanto mais o solo for plástico maior será a chance de esse ser expansivo como mostra o Quadro 6 que quanto maiores os valores de LL e IP maior o grau de expansividade. A Tabela 2 mostra os resultados dos ensaios.

Tabela 2 – Resultados dos índices de plasticidade

IP - ÍNDICE DE PLASTICIDADE				
Amostra	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	0,00 - 0,30	30	19,00	11,00
2	0,30 - 0,45	26	18,00	8,00
3	0,45 - 1,00	33	21,00	12,00
4	1,00 - 1,20	34	21,00	13,00

Fonte: Própria do autor (2021).

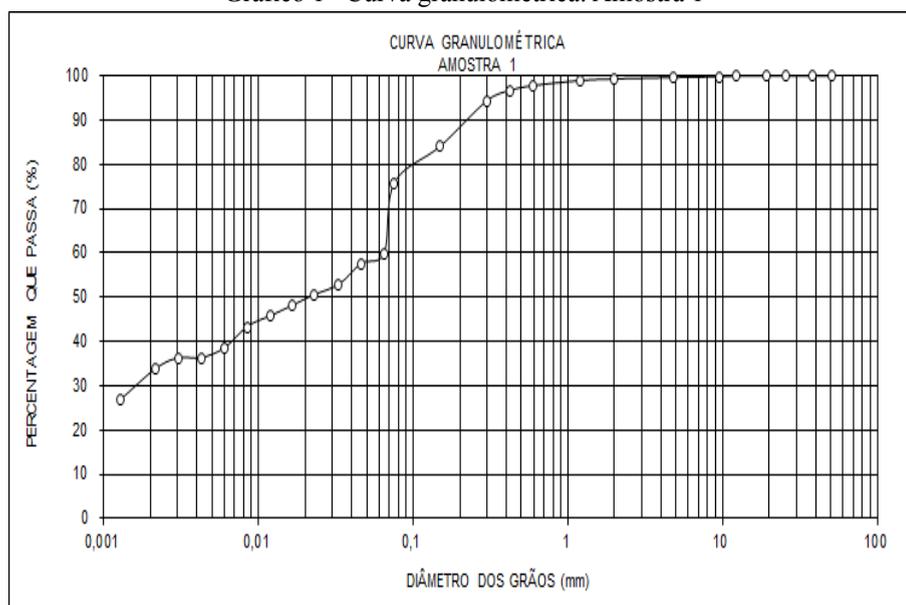
Para retirada da amostra indeformada foi levado em consideração qual das camadas tinha o maior índice de plasticidade, Verificando a Tabela 6 percebe-se que as amostras 3 e 4 possuem os maiores índices de plasticidade.

De acordo com o Quadro 6, os estudos de Seed *et al* (1962) os quais relacionaram o grau de expansividade com o índice de plasticidade e concluíram que quanto maior o IP maior será o seu grau de expansividade, ou seja, quanto mais plástico o solo, maior a probabilidade deste ser expansivo, em conformidade a isto decidiu-se retirar a amostra indeformada na profundidade de topo de 1m.

4.1.2 Análise granulométrica

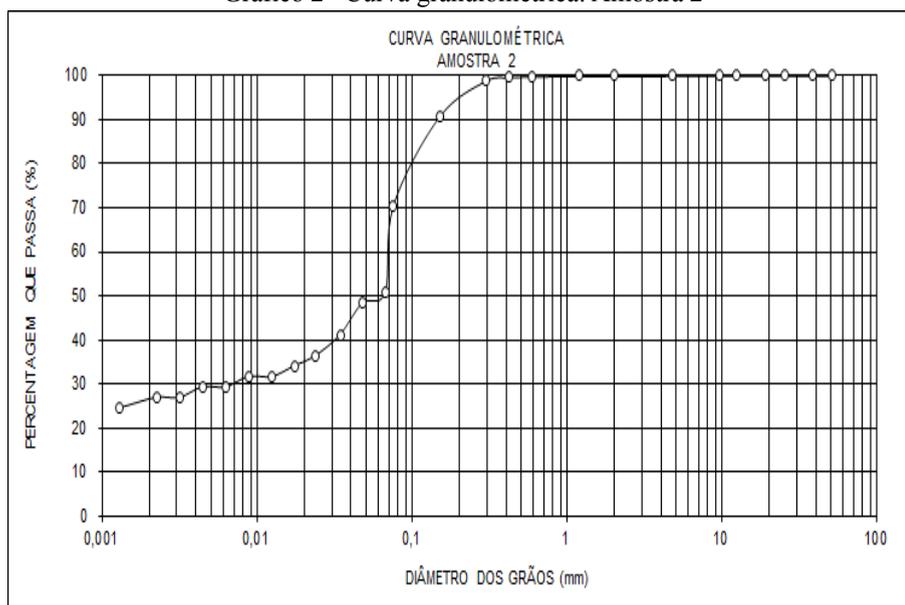
Por meio do ensaio de granulometria por sedimentação foi realizado a análise da granulometria das amostras 1, 2, 3 e 4, tendo seus resultados dispostos nos Gráficos 1, 2, 3 e 4 abaixo.

Gráfico 1 –Curva granulométrica: Amostra 1



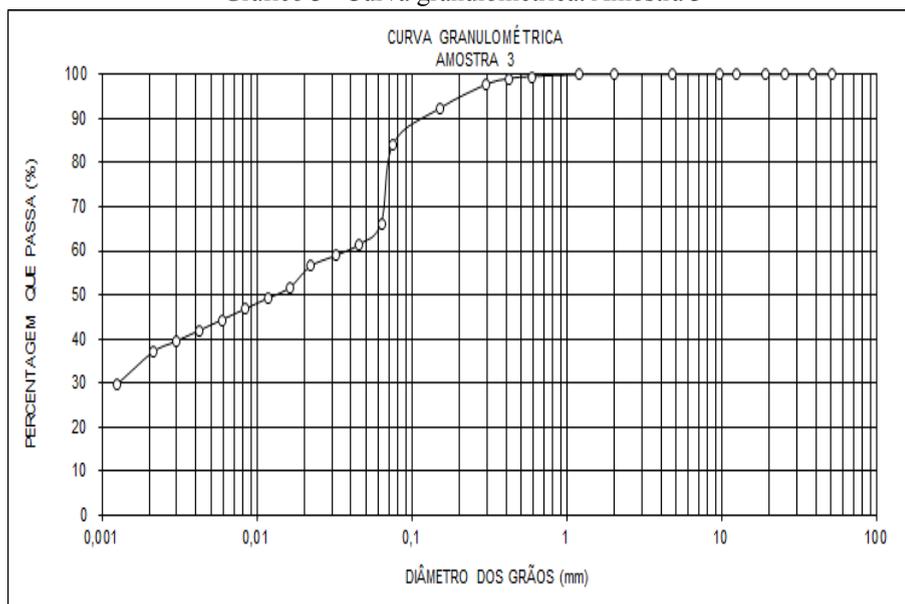
Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 2 –Curva granulométrica: Amostra 2



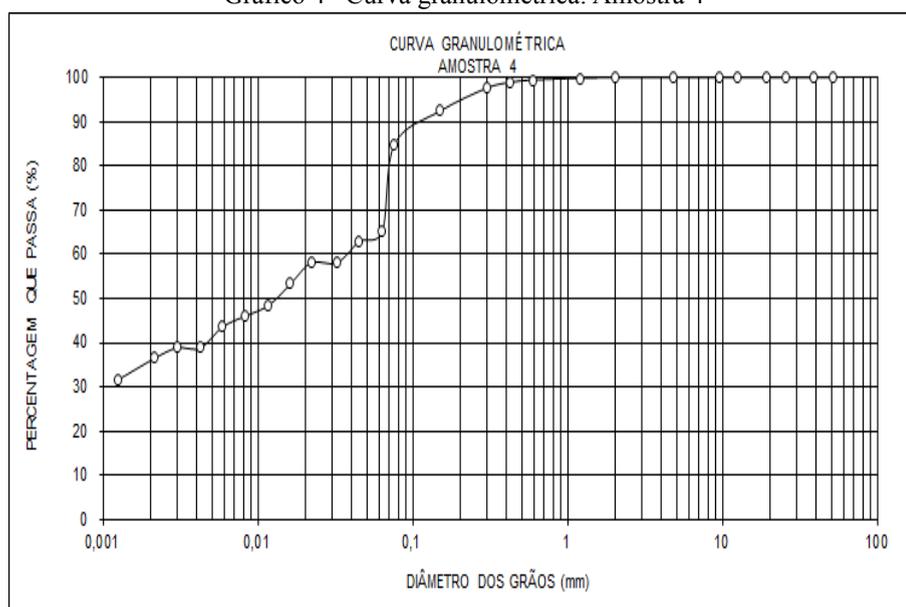
Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 3 –Curva granulométrica: Amostra 3



Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 4 –Curva granulométrica: Amostra 4



Fonte: Própria do autor (2021).

Com o resultado obtido revelou-se que o todas as camadas têm predominância de material fino como mostra o Quadro 9.

Quadro 9 – Resumo da granulometria das amostras

	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4
Pedregulho	0,38 %	0,00	0,00	0,00
Areia Grossa	1,53 %	0,12 %	0,49 %	0,56 %
Areia média	3,45 %	0,96 %	1,87 %	1,85 %
Areia fina	34,37 %	48,08 %	31,26 %	32,21 %
Silte	26,14 %	23,93 %	29,20 %	28,81 %
Argila	33,81 %	26,88 %	37,06 %	36,57 %

Fonte: Própria do autor (2021).

Assim é possível classificar cada camada deste solo de acordo com a *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, onde a amostra 1 possui um material passante na peneira de N° 200 - 59,95 %, LL de 30 % e IP de 11 %, pela classificação da *AASHTO* o solo é do tipo argiloso da classe A-6. As demais camadas foram classificadas da mesma forma, conforme está descrito no Quadro 10. Já pela *SUCS* o solo é classificado como CL - Argila com baixa compressibilidade, e as demais camadas estão no Quadro 10. Paiva (2016) estudou um solo na cidade de Cabrobó-PE onde esse solo também

foi classificado como solo de baixa compressibilidade e com comportamento medianamente expansivo.

Quadro 10 – Resumo da classificação pela AASHTO e SUCS

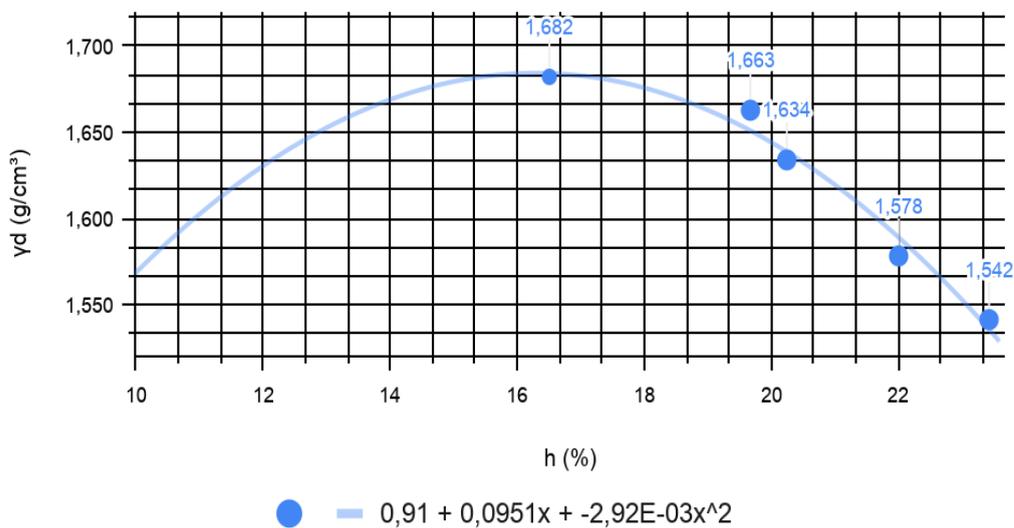
	% Passante na peneira de N° 200	Limite de liquidez (%)	Índice de Plasticidade (%)	Classificação da AASHTO	Classificação - SUCS
Amostra 1	59,95	30	11	Solo argiloso - A-6	CL
Amostra 2	50,81	26	8	Solo argiloso - A-4	CL
Amostra 3	66,27	33	12	Solo argiloso - A-6	CL
Amostra 4	65,38	34	13	Solo argiloso - A-6	CL

Fonte: Própria do autor (2021).

4.1.3 Ensaio de compactação

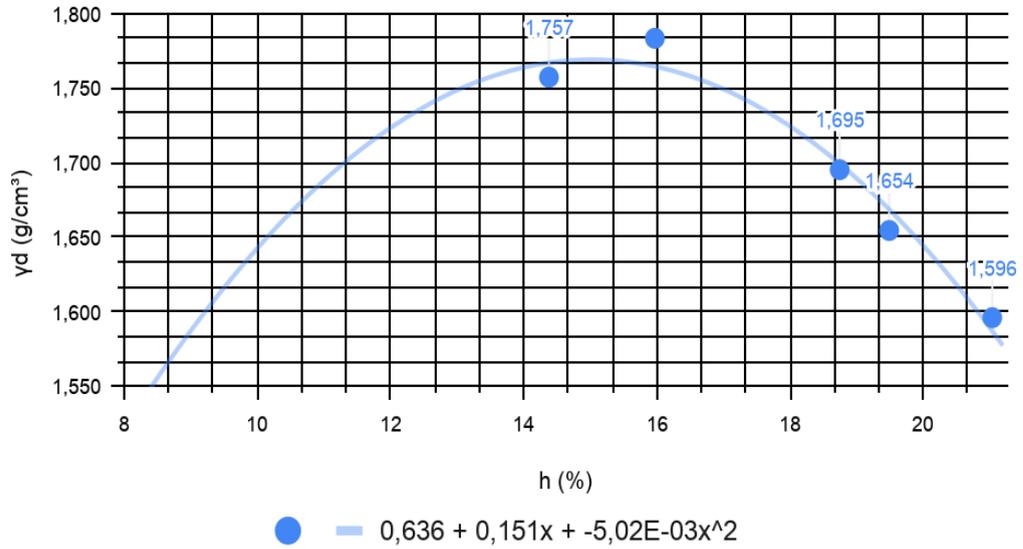
Com o ensaio de compactação obteve-se a umidade ótima de cada amostra do solo, onde está será utilizada para a caracterização do solo e uma posterior utilização em outros ensaios. As curvas de compactação de amostra seguem abaixo nos Gráficos 5, 6, 7 e 8.

Gráfico 5 –Curva compactação: Amostra 1



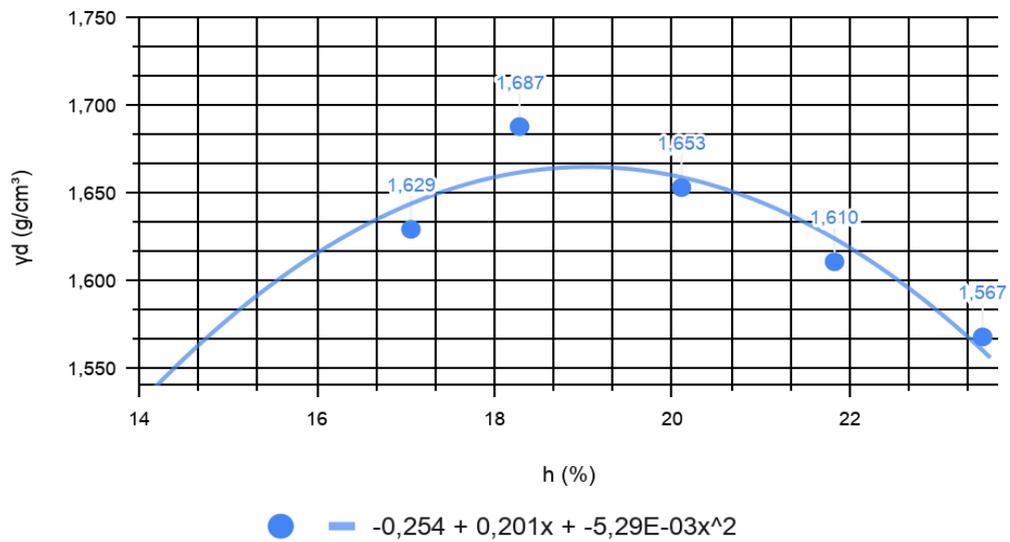
Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 6 – Curva compactação: Amostra 2



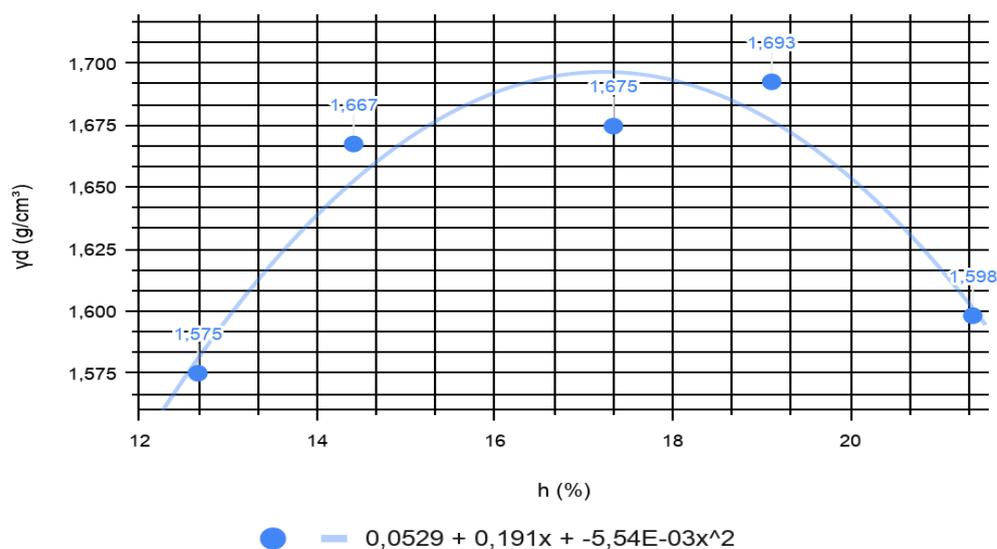
Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 7 – Curva compactação: Amostra 3



Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 8 –Curva compactação: Amostra 4



Fonte: Própria do autor (2021).

A execução da moldagem do corpo de prova para o ramo seco da parábola no ensaio de compactação se apresentou de maneira mais dificultosa, em comparativo ao ramo úmido, principalmente na primeira amostra. Este fato pode ser justificado pelo devido o solo apresentar uma umidade higroscópica alta, tal dado foi confirmado pelo teste do speed realizado *in loco*, pelo qual se obteve um valor de umidade de 9,2%. A Figura 55 ilustra o resultado obtido no ensaio do teste de speedy.

Não foi realizado nenhum ensaio de sucção mas esse comportamento pode indicar uma capacidade de reter água em seus poros o que está ligado diretamente a sucção do solo, pois segundo Lee e Wray (1995) a sucção nada mais é do que a quantidade de energia necessária para reter água nos poros. Pelo Quadro 4 temos que a sucção do solo é um dos fatores que influenciam a expansão, sendo que quanto maior for a sucção do solo maior o grau de expansibilidade. Sendo assim, o solo estudado apresenta uma característica de solo expansivo.

As umidades ótimas e as massas específicas aparentes secas máximas de cada amostra estão expostas na Quadro 11 abaixo:

Figura 55 – Resultado do teste do Speedy realizado in loco



Fonte: Própria do autor (2021).

Quadro 11 – Resumo dos resultados do ensaio de compactação

AMOSTRAS	Massa específica aparente máxima (g/cm ³)	Umidades Ótimas (%)
1	1,68	16,28
2	1,77	15,04
3	1,65	19
4	2,17	19,24

Fonte: Própria do autor (2021).

4.1.4 Densidades real dos solos

Este ensaio foi realizado com intuito de se obter a densidade real de cada amostra, as quais foram fundamentais para realização dos ensaios de sedimentação e para o ensaio edométrico simples. Os resultados estão expostos no Quadro 12 a seguir.

Quadro 12 – Resumo dos resultados do ensaio de densidade real

Amostra	Densidade Real
1	2,62
2	2,60
3	2,67
4	2,67

Fonte: Própria do autor (2021).

4.2 Ensaio edométrico - Expansão livre e tensão de expansão

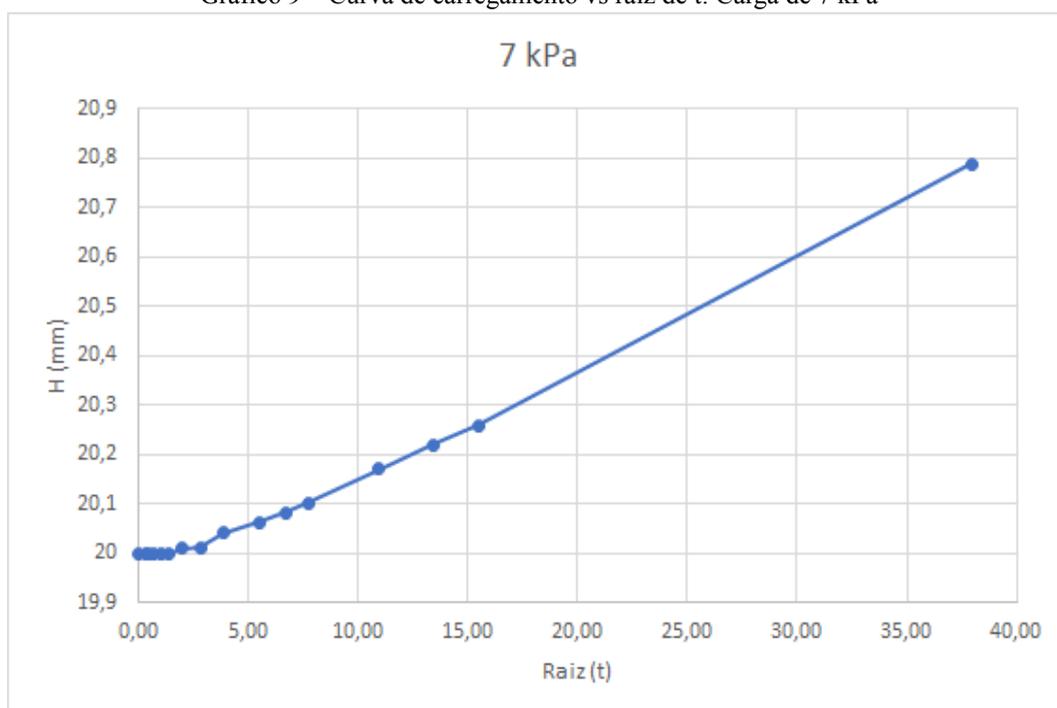
Por meio do ensaio edométrico foi possível determinar o índice de expansão juntamente com a tensão de expansão, onde com a carga de 7 kPa com inundação foi verificada a variação na altura do corpo-de-prova. Essa variação foi positiva, ou seja, o corpo teve um aumento na sua altura, assim, o índice de expansão pode ser calculado com a fórmula mostra no tópico 2.3.5.1, a Tabela 3 mostra as leituras e o Gráfico 9 o comportamento da variação de altura do corpo de prova com a carga de 7 kPa com inundação.

Tabela 3 – Resumo dos resultados do ensaio do ensaio edométrico com carga de 7 kPa com inundação

Carga de 7 kPa - Inundação						
Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	9,002	0	20	0,000	0,4690
0,1	0,32	8,999	0,003	19,997	0,000	0,4688
0,2	0,45	8,999	0,000	19,997	0,000	0,4688
0,5	0,71	8,999	0,000	19,997	0,000	0,4688
1	1,00	9,000	-0,001	19,998	0,000	0,4689
2	1,41	9,002	-0,002	20,000	0,000	0,4690
4	2,00	9,010	-0,008	20,008	-0,001	0,4696
8	2,83	9,013	-0,003	20,011	0,000	0,4698
15	3,87	9,042	-0,029	20,040	-0,002	0,4719
30	5,48	9,063	-0,021	20,061	-0,002	0,4735
45	6,71	9,083	-0,020	20,081	-0,001	0,4749
60	7,75	9,103	-0,020	20,101	-0,001	0,4764
120	10,95	9,172	-0,069	20,170	-0,005	0,4815
180	13,42	9,221	-0,049	20,219	-0,004	0,4851
240	15,49	9,261	-0,040	20,259	-0,003	0,4880
1440	37,95	9,790	-0,529	20,788	-0,039	0,5269

Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 9 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 7 kPa



Fonte: Própria do autor (2021).

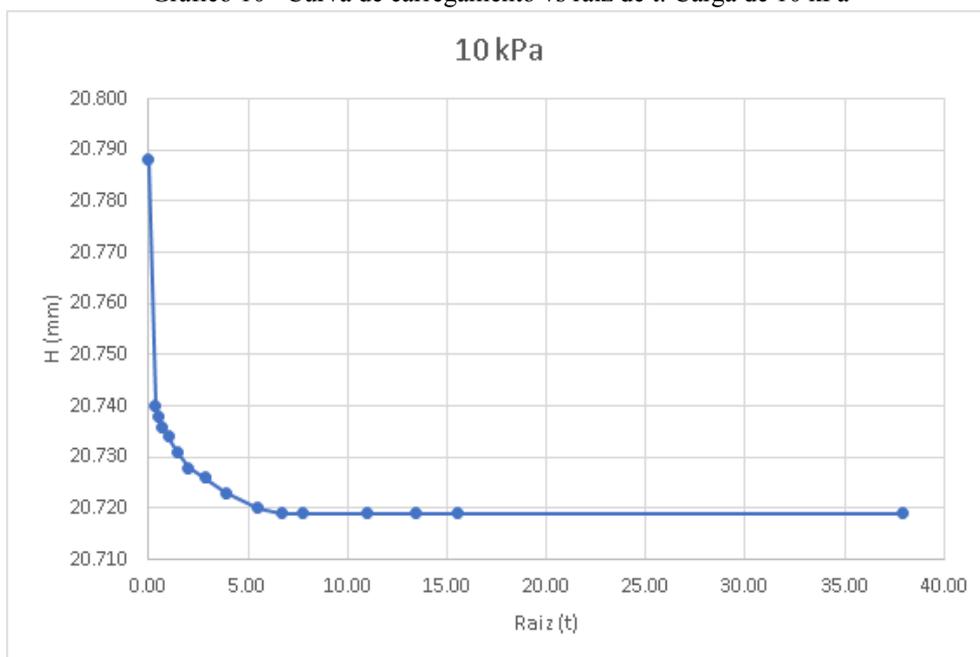
Pela Tabela 3 temos que a leitura inicial foi 9,002 mm e a final de 9,790 mm, onde a altura do corpo de prova é 20 mm, assim podemos obter o índice de expansão utilizado a equação (1):

$$E1(\%) = \frac{9,790 - 9,002}{20} * 100 = 3,94 \%$$

De acordo com o Quadro 7 classificou-se pelo critério de Seed *et al.* (1962), que com uma expansão livre de 3,94 % o solo possui um grau de expansão médio. Continuando com os resultados do ensaio edométrico foi possível também encontrar a tensão de expansão do solo, que foi obtida pelo método 1 do gráfico da Figura 10. Na qual após a estabilização da expansão foram adicionadas cargas até que se obtém-se um índice de vazios igual ao inicial.

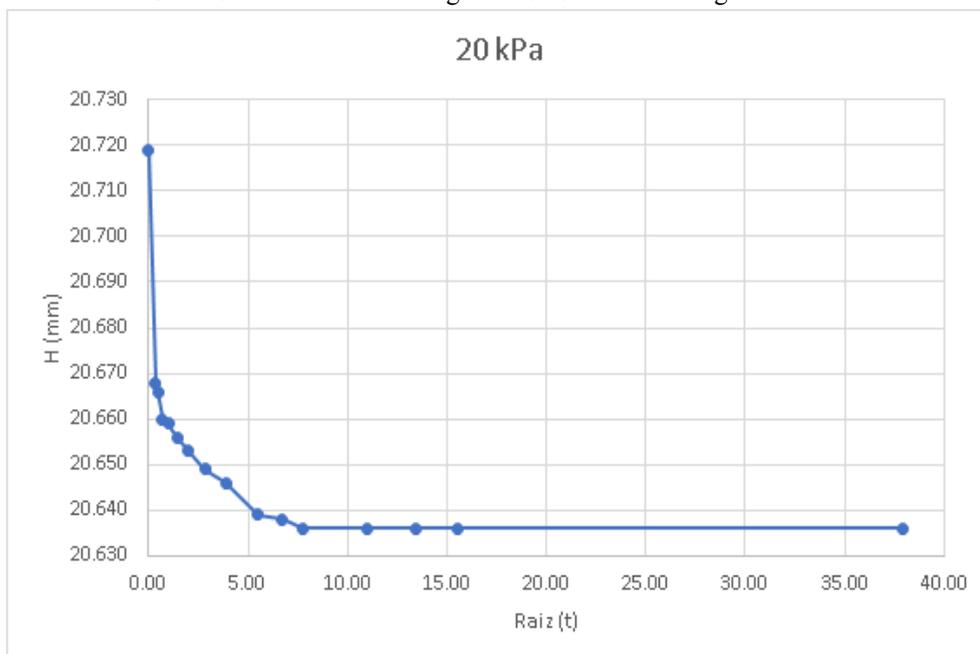
As Tabelas do Apêndice A e os Gráficos 10, 11, 12 e 13 mostram as leituras e resultados de cada carga.

Gráfico 10 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 10 kPa



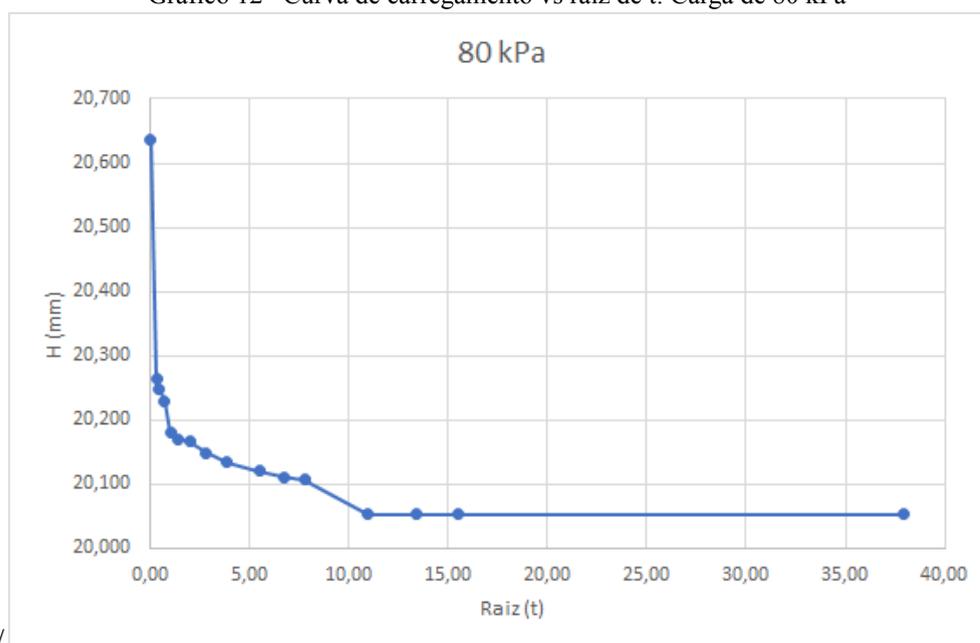
Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 11 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 20 kPa



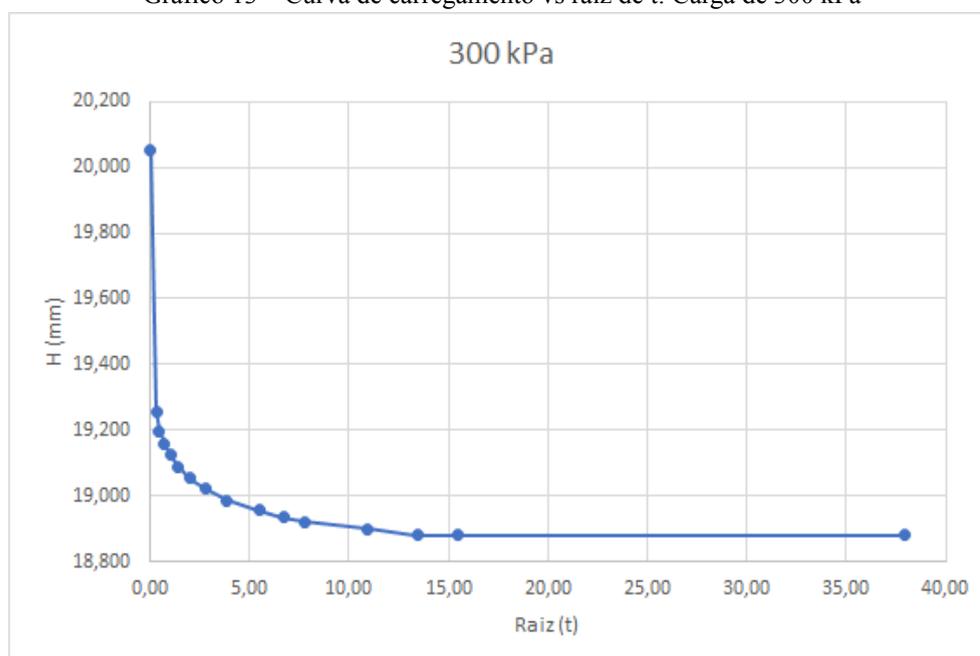
Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 12 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 80 kPa



Fonte: Própria do autor (2021).

Gráfico 13 – Curva de carregamento vs raiz de t: Carga de 300 kPa



Fonte: Própria do autor (2021).

Com uma amostra retirada do bloco foi determinado o teor de umidade do solo inicial, na qual foi obtido o valor de 10,81%, a densidade real foi descoberta com auxílio ensaio comentado no tópico 4.1.4, onde o valor obtido foi de 2,67, com esses valores foi possível encontrar o índice de vazios inicial da amostra. Além disso, posteriormente foi

possível calcular o mesmo para cada carga após sua estabilização, onde seus valores são mostrados na última coluna das tabelas do Apêndice A.

Verificando as tabelas foi possível notar que o índice de vazios voltou a ser igual ao inicial entre as cargas de 80 kPa e 300 kPa onde seus valores são respectivamente 0,4729 e 0,3867, assim por meio de uma interpolação linear foi encontrado um valor para a tensão de expansão de 90 kPa. No Quadro 7 pelo Critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), tem-se que para esse valor de tensão o grau de expansibilidade é considerado médio.

Com os resultados verificou-se que tanto para o índice de expansão como para a tensão de expansão o solo apresentou um grau de expansibilidade médio, porém mesmo que a tensão imposta pelo solo nas estruturas não seja um valor tão alto, isso não indica que não causará danos, como mostra o critério de Jiménez (1980) que uma tensão de expansão de 90 kPa pode causar fissuras importantes nas edificações assentes sobre o solo.

Em estruturas onde a carga exercida pelo solo não é tão significativa, como por exemplo, o caso da passarela do RU onde se observou o levantamento dos blocos, a expansão pode provocar o aparecimento de algumas manifestações patológicas. Então o levantamento dos blocos, provavelmente ocorreu devido a expansão do solo, pois ao entrar em contato com a água, principalmente durante o período chuvoso da região, este variou de volume, e como a carga exercida pela passarela não é tão significante o fato observado aconteceu.

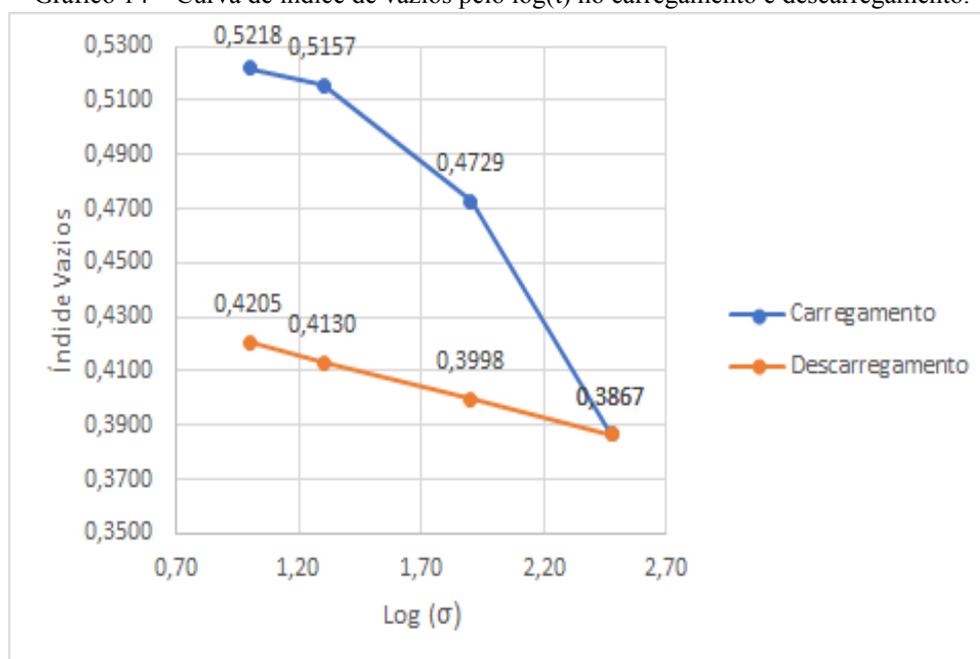
No entanto, estruturas de grande e médio porte também podem apresentar danos advindos desse solo, principalmente em consequência de fadiga, pois embora o grau de expansibilidade do solo em estudo seja médio, em épocas chuvosas, o processo de expansão irá ocorrer. Já em épocas de estiagem, o processo contrário tende a acontecer, ou seja durante todo o ano a estrutura está submetida a expansão e compressão, e esta variação de volume provavelmente provocará fadiga na estrutura, ocasionando danos futuros.

De acordo com a análise realizado por Paiva (2016) com três amostras de solos no estado de Pernambuco, o solo de Cabrobó, foi classificado como uma argila de baixa compressibilidade (CL), obteve índice de expansão de 3,20% e tensão de expansão de 92 kPa, sendo assim o solo em questão é considerando medianamente expansivo. Quando aplicado o critério de Jiménez (1980) concluiu-se que tal solo pode causar o aparecimento de fissuras importantes nas edificações.

Fazendo um comparativo com o estudo realizado por Paiva (2016) os dados obtidos durante esse estudo sobre o índice e tensão de expansão apresentaram valores condizentes. Visto que os solos estudados apresentam características semelhantes.

Os resultados do descarregamento não influenciam no estudo da expansão do solo mais para título de informação os resultados estão expostos nas Tabelas do Apêndice B. Após o término do ensaio, foi retirada uma amostra do corpo de prova para verificar a umidade no final do ensaio, no qual o valor obtido foi de 22,25%. Gráfico 14 mostra o comportamento do índice de vazios da amostra em relação a carga tanto no carregamento como no descarregamento.

Gráfico 14 – Curva de índice de vazios pelo $\log(t)$ no carregamento e descarregamento.



Fonte: Própria do autor (2021).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Esse estudo buscou realizar uma caracterização completa do solo da Universidade Federal do Ceará - Campus de Russas e analisar os resultados para fazer interligações com sua expansibilidade. Os valores obtidos de LL foram tidos como médios variando de 26 a 34%. Com estes valores, pelo critério de Chen (1965) no Quadro 6 o grau de expansibilidade classifica-se entre baixo e médio, e pelo critério de Daksanamurthy & Raman (1973) como baixo.

Os valores dos índices de plasticidades também foram medianos, os quais variaram em torno de 8 a 13%. Pelo critério de Seed *et al.* (1962) no Quadro 6 o grau de expansibilidade categorizou-se entre baixo e médio. Pelo método de classificação do tipo de solo, e correlação com resultados do ensaio *Standart Penetration Test*, as camadas de onde foram retiradas as amostras são consideradas pertencentes a um único perfil de solo.

Com o ensaio edométrico, realizando uma análise dos resultados advindos do mesmo, o solo apresentou índice de expansão livre de 3,94%, e pressão de expansão de 90 kPa, de acordo com o critério de Seed *et al.* (1962) e o de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), ambos dispostos no Quadro 7, concluiu-se que o solo estudado possui grau de expansibilidade média.

Embora o solo tenha apresentado grau de expansibilidade médio, não pode-se afirmar que o mesmo não ocasione danos às estruturas, principalmente as de pequeno porte, onde a carga aplicada não possua valor significativo. Ademais, o solo apresentou valor de tensão de expansão de 90 kPa, e como afirma o critério de Jiménez (1980), este solo pode ocasionar o surgimento e fissuras importantes nas edificações.

Por fim, através deste estudo infere-se que a deformação ocorrida na passarela (**Figura 1**) surgiu devido a expansão do solo, visto que quando o mesmo entra em contato com a água, principalmente nos período chuvosos, se inicia o processo de expansão. Ademais, embora o peso da passarela não possua valor significativamente alto, tanto o processo de expansão como o de fadiga sofrida pelo solo ocasionaram o levantamento dos blocos.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

Na realização deste estudo foram verificadas algumas recomendações para trabalhos futuros :

- Realização de uma caracterização mineralógica e química, para verificar a existência de argilominerais expansivos;
- Realização de uma caracterização mecânica como o ensaio de cisalhamento direto para determinar os parâmetros de resistência e correlacionar com os dados de SPT;

6 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas indeformadas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Determinação do índice de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez**:. Versão corrigida em 2017. Rio de Janeiro. ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 - Solo - Ensaio de compactação**. Versão corrigida em 2020. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853: Solo — Ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 20 p.

AYALA, J.F., GIJON, M. F., MOZO, C. O. e RODRIGUEZ J. L. S. *Mapa Previsor de Riesgos por Expansividad de Arcillas En España a Escala 1:1.000.000*. Serie: Geologia Ambiental. Instituto Geológico y Minero de España. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. España, Madrid, 1986.

BARBOSA, Valquiria. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. Recife, 2013. 111 f. Dissertação (mestrado) - UFPE, Centro de Tecnologia e Geociências, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2013

CARVALHO, J. B. Q. (1997). **Fundamentos da Mecânica dos Solos**. 1a ed., Campina Grande – Paraíba, Ed. Marcone. 310 p.

CARCEDO, F. J. A.; GIJON, M. F.; MAZO, C. O.; RODRIGUEZ, J. L. S. (1986). *Mapa previsor de riesgo por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000*. Série: Geologia Ambiental. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid. 64p.

CAVALCANTE, E. H.; CAVALCANTI JUNIOR, D. A.; SANTOS, W. J. **Propriedades geotécnicas de um solo expansivo de Sergipe**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS, v. 2, 2006.

- CHEN, F.H. (1965). *The use of piers to prevent the uplifting of the lightly loaded structures founded on expansive clays*. 1st 3rd International Conference on Expansive Soils, Texas, pp. 152-171.
- CHEN, F.H. (1975). **Foundation on expansive soil**. Amsterdam: Elsevier. 275p.
- CRISTELO, N. M. C., (2001) **Estabilidade de solos residuais graníticos através da adição de cal**. Dissertação (Mestrado) Universidade de Minho, Portugal.
- DAKSANAMURTY, V. & RAMAN V. (1973). *A simple method of identifying an expansive soil*. *Soils and Foundation*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13(1): pp. 97-104
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 093: Determinação da densidade real**. São Paulo: DNER, 1994.
- FERREIRA, S. R. M. et al (2012). **Estabilização de Solos Expansivos de Cabrobó, Paulista e Suape /PE com Cal**. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais, p.264. Porto de Galinhas/PE.
- FERREIRA, S.R.M., “**Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil**”. In: Simpósio Brasileiro De Solos Não Saturados, 7, v.2. pp. 593- 619, Salvador, 2008.
- FRAZÃO, E. B. (1981). **Contribuição à metodologia para determinação da pressão de expansão em solos e rochas**. São Paulo. 71p. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo - São Paulo.
- GODOY, N. S. **Fundações**: Notas de Aula, Curso de graduação, São Carlos (SP); Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1972.
- GOMES, C. F. (1986). *Argilas*. O Que são e para que servem. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 457 p.
- GRIM, R. E. **Applied clay mineralogy**. McGraw-Hill Publ. Company Ltda, New York, 1962.
- I. S. R. M.- INTER. SOC. FOR ROCH MECH. (1989). *Commission on swelling rock and working group on swelling rock of the commission on testing methods*. Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 26. N° 5, p. 415-426.
- JENNINGS, J. E. (1973). *The Engineering significance of construction on dry subsoils*. Proceeding of the Third International Conference on Expansive Soils, Haifa, Vol. II, p. 27 - 32.
- JIMENEZ, S. J. A. (1980). *Cimentaciones em terrenos expansivos a cola sables*. in: Geotecnia Y Cimentos 111, Vol. 1, ED. Rueda, Madrid.PP533-650.
- Jones, D.E. e Holtz, W.G. (1973). **Expansive soils – the hidden disaster**. Civil Eng., ASCE, New York, NY pp 87-89, Aug.

Justino da Silva, José Maria. (2001) **Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva não Saturada Submetida a Diferentes Condições Climáticas**. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: Jhon Wiley & Sons, 1969.

LEE, H. C., WRAY, W. K. (1995). **Techniques to Evaluate Soil Suction – A Vital Unsaturated Soil Water Variable**. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil, v. 2. Paris, France. Balkema. p. 615-622.

MORAIS, J. J. O. **Caracterização geotécnica da expansibilidade de um solo argiloso do município de Paulista-PE**. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017. (Dissertação).

NELSON, J.D., MILLER, D.J., *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*, New York, John Wiley & Sons, 1992.

NEVES, J. M. C., (1993). **Estabilização de solos com cal – Estudo e aplicações rodoviárias**. Dissertação (Mestrado) da Universidade Nova Lisboa, Lisboa.

PAIVA, S. C. **Estudo do comportamento geomecânico dos solos expansivos dos municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca - PE e suas misturas com cal**. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016. (Tese de Doutorado).

PAIVA, S. C.; LIMA, M. A. A.; FERREIRA, M. G. V. X.; FERREIRA, S. R. M. **Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal**. Revista Matéria, Rio de Janeiro, v. 21, n. 2, p. 437-449, 2016.

PRESA, E. P. (1984). *Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Madrid. 274p.

PEREIRA, E. M. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. (Tese de Doutorado).

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; FILHO, A. R. Q.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. *in*: HACHICH, W. *et al* (ed.). **Fundações: teoria e prática**, 2. ed. São Paulo: Pini, Cap. 3, p.119-162, 1998.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projetos, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigue Editoria, 2008.

SANTOS, P. de S. **Ciência e tecnologia de argilas**. 2ª Edição. São Paulo. Edgard Blucher, vol 1, 1989.

SEED, H.B.; WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R. (1962). **Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays**. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 88(SM3): pp. 53-87.

SIMÕES de OLIVEIRA, A.G.; JESUS, A.C.; MIRANDA, S.B. **Estudo Geológico – Geotécnico dos Solos Expansivos da Região do Recôncavo Baiano**. in: II GEOJOVEM, 2006. Nova Friburgo/RJ. Anais... Nova Friburgo: II Geojovem, 2006. 6 p.

SNETHEN, D. R.; JOHNSON, L. D.; PATRICK, D. M. *An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soil*. Washington: FHWART, 1977. p. 77-94.

TAYLOR, R. K.; SMITH, J (1986). **Engineering geology of clay mineral: swelling, shrinking and mudrock breckdown**. Clay Minerals, 1986. p. 235-260.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. “**Análise, projeto e execução de fundações rasas**”, in: HACHICH, W. *et al.* (ed.) *Fundações: Teoria e prática*. São Paulo: Pini, Cap. 7, p. 227-264, 1996.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VIJAYVERGIYA, V.N. & GHAZZALY, O.I. (1973). *Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays*. 3rd International Conference on Expansive Soils, Hayfa, v. I, pp. 227-236.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos. in: CARVALHO, J. C.; JUNIOR, G. F. N. G.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; FILHO, F. C. S. (orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, Cap. 15, p. 415-440, 2015.

APÊNDICES

APÊNDICE A - Tabelas com o carregamento do Corpo de Prova com cargas de 10, 20, 40, 80 e 300 kPa.

Carga de 10 kPa - Inundação						
Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	9,790	0	20,788	0,000	0,5269
0,1	0,32	9,742	0,048	20,740	0,004	0,5234
0,2	0,45	9,740	0,002	20,738	0,000	0,5232
0,5	0,71	9,738	0,002	20,736	0,000	0,5231
1	1,00	9,736	0,002	20,734	0,000	0,5229
2	1,41	9,733	0,003	20,731	0,000	0,5227
4	2,00	9,730	0,003	20,728	0,000	0,5225
8	2,83	9,728	0,002	20,726	0,000	0,5223
15	3,87	9,725	0,003	20,723	0,000	0,5221
30	5,48	9,722	0,003	20,720	0,000	0,5219
45	6,71	9,721	0,001	20,719	0,000	0,5218
60	7,75	9,721	0,000	20,719	0,000	0,5218
120	10,95	9,721	0,000	20,719	0,000	0,5218
180	13,42	9,721	0,000	20,719	0,000	0,5218
240	15,49	9,721	0,000	20,719	0,000	0,5218
1440	37,95	9,721	0,000	20,719	0,000	0,5218

Carga de 20 kPa - Inundação						
Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	9,721	0	20,719	0,000	0,5218
0,1	0,32	9,670	0,051	20,668	0,004	0,5181
0,2	0,45	9,668	0,002	20,666	0,000	0,5179
0,5	0,71	9,662	0,006	20,660	0,000	0,5175
1	1,00	9,661	0,001	20,659	0,000	0,5174
2	1,41	9,658	0,003	20,656	0,000	0,5172
4	2,00	9,655	0,003	20,653	0,000	0,5170

8	2,83	9,651	0,004	20,649	0,000	0,5167
15	3,87	9,648	0,003	20,646	0,000	0,5164
30	5,48	9,641	0,007	20,639	0,001	0,5159
45	6,71	9,640	0,001	20,638	0,000	0,5159
60	7,75	9,638	0,002	20,636	0,000	0,5157
120	10,95	9,638	0,000	20,636	0,000	0,5157
180	13,42	9,638	0,000	20,636	0,000	0,5157
240	15,49	9,638	0,000	20,636	0,000	0,5157
1440	37,95	9,638	0,000	20,636	0,000	0,5157

Carga de 80 kPa - Inundação

Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	9,638	0	20,636	0,000	0,5157
0,1	0,32	9,265	0,373	20,263	0,027	0,4883
0,2	0,45	9,250	0,015	20,248	0,001	0,4872
0,5	0,71	9,230	0,020	20,228	0,001	0,4857
1	1,00	9,182	0,048	20,180	0,004	0,4822
2	1,41	9,172	0,010	20,170	0,001	0,4815
4	2,00	9,168	0,004	20,166	0,000	0,4812
8	2,83	9,150	0,018	20,148	0,001	0,4799
15	3,87	9,135	0,015	20,133	0,001	0,4788
30	5,48	9,122	0,013	20,120	0,001	0,4778
45	6,71	9,112	0,010	20,110	0,001	0,4771
60	7,75	9,108	0,004	20,106	0,000	0,4768
120	10,95	9,055	0,053	20,053	0,004	0,4729
180	13,42	9,055	0,000	20,053	0,000	0,4729
240	15,49	9,055	0,000	20,053	0,000	0,4729
1440	37,95	9,055	0,000	20,053	0,000	0,4729

Carga de 300 kPa - Inundação

Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	9,055	0	20,053	0,000	0,4729
0,1	0,32	8,260	0,795	19,258	0,058	0,4145

0,2	0,45	8,200	0,060	19,198	0,004	0,4101
0,5	0,71	8,160	0,040	19,158	0,003	0,4072
1	1,00	8,127	0,033	19,125	0,002	0,4047
2	1,41	8,092	0,035	19,090	0,003	0,4022
4	2,00	8,055	0,037	19,053	0,003	0,3994
8	2,83	8,022	0,033	19,020	0,002	0,3970
15	3,87	7,988	0,034	18,986	0,002	0,3945
30	5,48	7,957	0,031	18,955	0,002	0,3922
45	6,71	7,936	0,021	18,934	0,002	0,3907
60	7,75	7,922	0,014	18,920	0,001	0,3897
120	10,95	7,900	0,022	18,898	0,002	0,3881
180	13,42	7,882	0,018	18,880	0,001	0,3867
240	15,49	7,882	0,000	18,880	0,000	0,3867
1440	37,95	7,882	0,000	18,880	0,000	0,3867

APÊNDICE B - Tabelas com o descarregamento do Corpo de Prova com descarga até 80 kPa, 20 kPa, 10 kPa e descarga total.

Descarga até 80 kPa - Inundação						
Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	7,882	0	20	0,000	0,3867
0,1	0,32	7,999	-0,117	20,117	-0,009	0,3953
0,2	0,45	8,002	-0,003	20,120	0,000	0,3956
0,5	0,71	8,008	-0,006	20,126	0,000	0,3960
1	1,00	8,012	-0,004	20,130	0,000	0,3963
2	1,41	8,018	-0,006	20,136	0,000	0,3967
4	2,00	8,028	-0,010	20,146	-0,001	0,3975
8	2,83	8,037	-0,009	20,155	-0,001	0,3981
15	3,87	8,045	-0,008	20,163	-0,001	0,3987
30	5,48	8,052	-0,007	20,170	-0,001	0,3992
45	6,71	8,058	-0,006	20,176	0,000	0,3997
60	7,75	8,060	-0,002	20,178	0,000	0,3998
120	10,95	8,060	0,000	20,178	0,000	0,3998

180	13,42	8,060	0,000	20,178	0,000	0,3998
240	15,49	8,060	0,000	20,178	0,000	0,3998
1440	37,95	8,060	0,000	20,178	0,000	0,3998

Descarga até 20 kPa - Inundação

Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	8,060	0	20,178	0,000	0,3998
0,1	0,32	8,138	-0,078	20,256	-0,006	0,4055
0,2	0,45	8,145	-0,007	20,263	-0,001	0,4061
0,5	0,71	8,152	-0,007	20,270	-0,001	0,4066
1	1,00	8,162	-0,010	20,280	-0,001	0,4073
2	1,41	8,172	-0,010	20,290	-0,001	0,4080
4	2,00	8,191	-0,019	20,309	-0,001	0,4094
8	2,83	8,202	-0,011	20,320	-0,001	0,4102
15	3,87	8,220	-0,018	20,338	-0,001	0,4116
30	5,48	8,240	-0,020	20,358	-0,001	0,4130
45	6,71	8,240	0,000	20,358	0,000	0,4130
60	7,75	8,240	0,000	20,358	0,000	0,4130
120	10,95	8,240	0,000	20,358	0,000	0,4130
180	13,42	8,240	0,000	20,358	0,000	0,4130
240	15,49	8,240	0,000	20,358	0,000	0,4130
1440	37,95	8,240	0,000	20,358	0,000	0,4130

Descarga até 10 kPa - Inundação

Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	8,240	0	20,358	0,000	0,4130
0,1	0,32	8,262	-0,022	20,380	-0,002	0,4146
0,2	0,45	8,265	-0,003	20,383	0,000	0,4149
0,5	0,71	8,268	-0,003	20,386	0,000	0,4151
1	1,00	8,271	-0,003	20,389	0,000	0,4153
2	1,41	8,278	-0,007	20,396	-0,001	0,4158
4	2,00	8,282	-0,004	20,400	0,000	0,4161
8	2,83	8,291	-0,009	20,409	-0,001	0,4168

15	3,87	8,300	-0,009	20,418	-0,001	0,4174
30	5,48	8,316	-0,016	20,434	-0,001	0,4186
45	6,71	8,326	-0,010	20,444	-0,001	0,4193
60	7,75	8,332	-0,006	20,450	0,000	0,4198
120	10,95	8,342	-0,010	20,460	-0,001	0,4205
180	13,42	8,342	0,000	20,460	0,000	0,4205
240	15,49	8,342	0,000	20,460	0,000	0,4205
1440	37,95	8,342	0,000	20,460	0,000	0,4205

Descarga total						
Tempo	Raiz(t)	Leitura	DH (mm)	H (mm)	Δe	e
0	0,00	8,342	0	20,460	0,000	0,4205
0,1	0,32	8,362	-0,020	20,480	-0,001	0,4220
0,2	0,45	8,368	-0,006	20,486	0,000	0,4224
0,5	0,71	8,370	-0,002	20,488	0,000	0,4226
1	1,00	8,376	-0,006	20,494	0,000	0,4230
2	1,41	8,380	-0,004	20,498	0,000	0,4233
4	2,00	8,388	-0,008	20,506	-0,001	0,4239
8	2,83	8,395	-0,007	20,513	-0,001	0,4244
15	3,87	8,408	-0,013	20,526	-0,001	0,4254
30	5,48	8,410	-0,002	20,528	0,000	0,4255
45	6,71	8,412	-0,002	20,530	0,000	0,4257
60	7,75	8,414	-0,002	20,532	0,000	0,4258
120	10,95	8,422	-0,008	20,540	-0,001	0,4264
180	13,42	8,430	-0,008	20,548	-0,001	0,4270
240	15,49	8,438	-0,008	20,556	-0,001	0,4276
1440	37,95	8,530	-0,092	20,648	-0,007	0,4343

ANEXOS

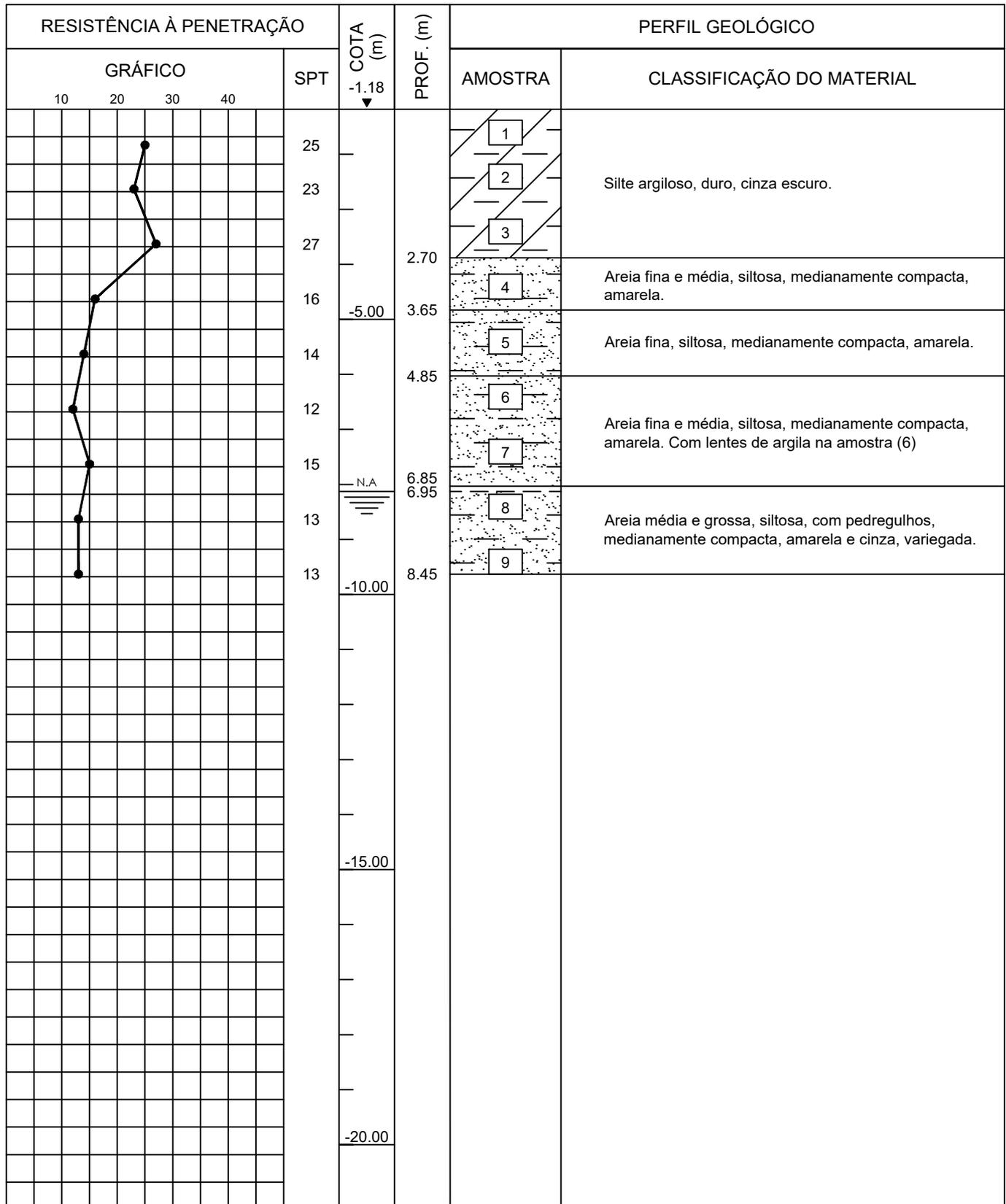
ANEXO A – Perfis de sondagem SPT dos furos 4, 5 e 6 fornecidos pela empresa CONSTRUTORA PORTO LTDA.

PERFIL DE SONDAGEM SP-04

83

AMOSTRADOR PADRÃO - SPT	
Ø EXTERNO - 50,8 mm	MARTELO 65 Kg
Ø INTERNO 34,9 mm	QUEDA 75 cm

PROCESSO EXECUTIVO	
A TRADO ATÉ 3.00 m	LAVAGEM - 3.00 m A 8.00 m
REVESTIDO DE 3.00 m A 5.50 m	



LEGENDA	
	Nº DA AMOSTRA
	NÍVEL D'ÁGUA
	IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

Cliente: CONSTRUTORA PORTO LTDA - EPP		
Obra: CAMPOS AVANÇADO DA UFC		
Local: RUSSAS - CEARÁ		
SONDAGEM SP - 04	ESC. - 1:100	
DATA 18/02/2017	DESENHO 05	VISTO

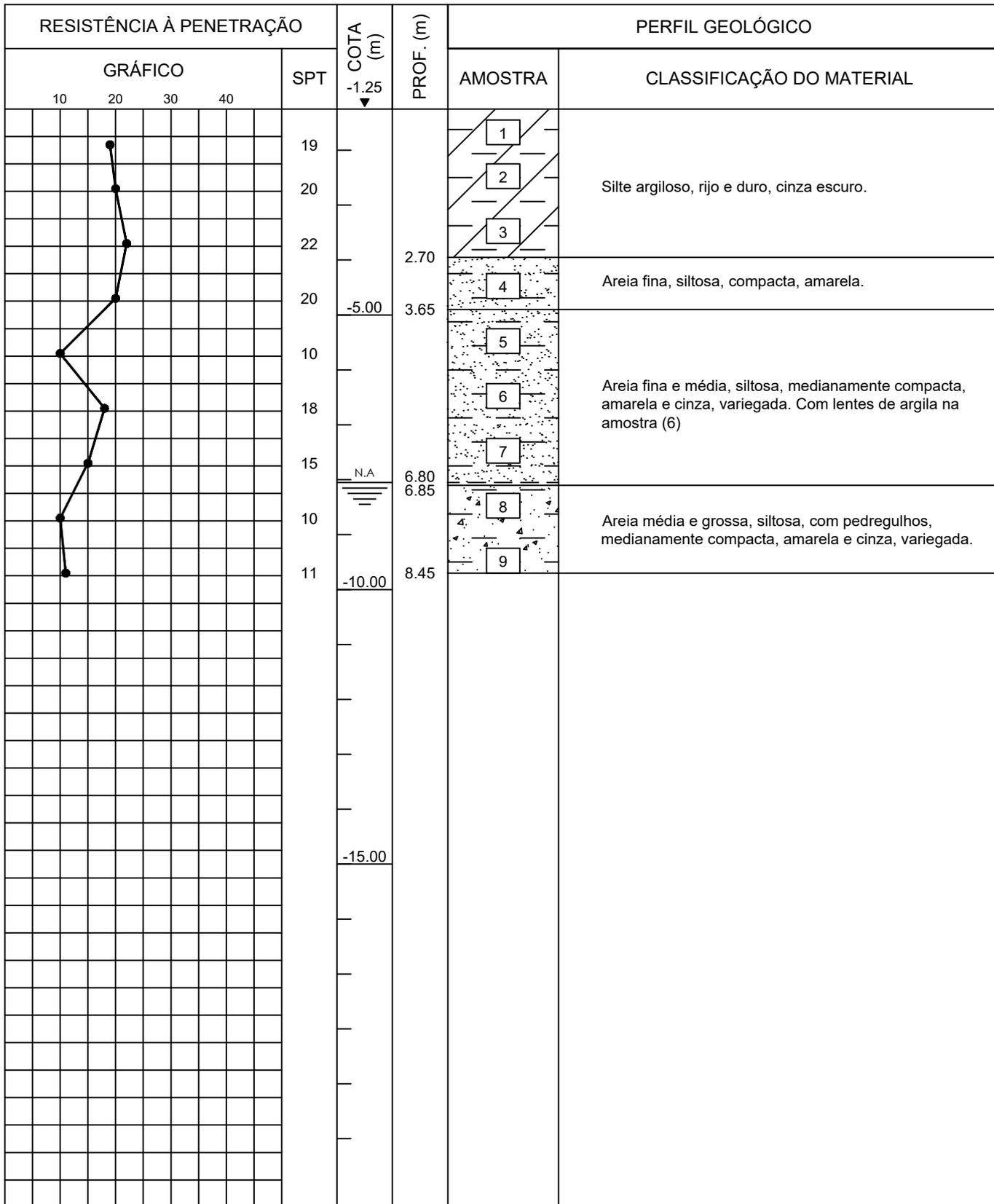
T-105/17

PERFIL DE SONDAGEM SP-05

84

AMOSTRADOR PADRÃO - SPT	
Ø EXTERNO - 50,8 mm	MARTELO 65 Kg
Ø INTERNO 34,9 mm	QUEDA 75 cm

PROCESSO EXECUTIVO	
A TRADO ATÉ 3.00 m	LAVAGEM - 3.00 m A 8.00 m
REVESTIDO DE 3.00 m A 5.00 m	



LEGENDA	
1	Nº DA AMOSTRA
NA	NÍVEL D'ÁGUA
*	IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

Cliente: CONSTRUTORA PORTO LTDA - EPP		
Obra: CAMPOS AVANÇADO DA UFC		
Local: RUSSAS - CEARÁ		
SONDAGEM SP - 05	ESC. - 1:100	
DATA 19/02/2017	DESENHO 06	VISTO



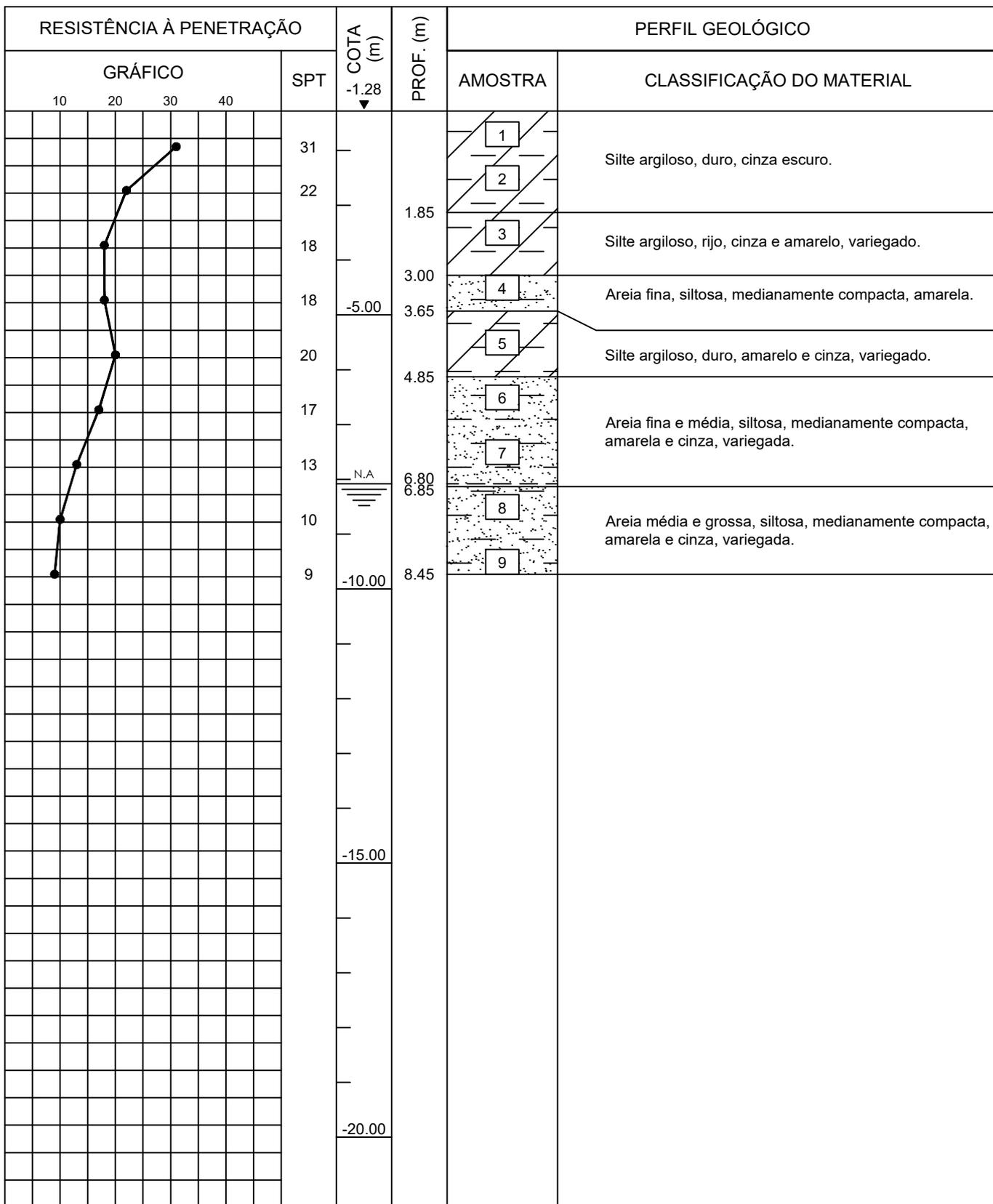
T-105/17

PERFIL DE SONDAGEM SP-06

85

AMOSTRADOR PADRÃO - SPT	
Ø EXTERNO - 50,8 mm	MARTELO 65 Kg
Ø INTERNO 34,9 mm	QUEDA 75 cm

PROCESSO EXECUTIVO	
A TRADO ATÉ 3.00 m	LAVAGEM - 3.00 m A 8.00 m
REVESTIDO DE 3.00 m A 5.00 m	



LEGENDA	
1	Nº DA AMOSTRA
NA	NÍVEL D'ÁGUA
*	IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

Cliente: CONSTRUTORA PORTO LTDA - EPP		
Obra: CAMPOS AVANÇADO DA UFC		
Local: RUSSAS - CEARÁ		
SONDAGEM SP - 06	ESC. - 1:100	
DATA 20/02/2017	DESENHO 07	VISTO

T-105/17