



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE

NÚCLEO DE TECNOLOGIA

ENGENHARIA CIVIL

VITOR HUGO DE OLIVEIRA BARROS

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE
SOLOS EXPANSIVOS EM AMOSTRAS COMPACTADAS**

Caruaru, 2016.

VITOR HUGO DE OLIVEIRA BARROS

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE SOLOS
EXPANSIVOS EM AMOSTRAS COMPACTADAS**

Proposta de trabalho a ser apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Prof^a Dra. Analice França Lima Amorim

Caruaru, 2016.

Catálogo na fonte:

Bibliotecária – Marcela Porfírio CRB/4 – 1878

B277e Barros, Vitor Hugo de Oliveira.
Estudo experimental do comportamento de solos expansivos em amostras compactadas. / Vitor Hugo de Oliveira Barros. – 2016.
59f. : il. ; 30 cm.

Orientadora: Analice França Lima Amorim.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, Engenharia Civil, 2016.
Inclui Referências.

1. Engenharia civil. 2. Solos. 3. Engenharia – Ensaio Edométrico. I. Amorim, Analice França Lima (Orientadora). II. Título.

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2016-340)

VITOR HUGO DE OLIVEIRA BARROS

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE SOLOS EXPANSIVOS EM AMOSTRAS COMPACTADAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, em cumprimento às exigências para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

A banca examinadora, composta pelos professores abaixo, considera o candidato VITOR HUGO DE OLIVEIRA BARROS aprovado com nota _____.

Caruaru, 21 de dezembro de 2016.

Prof.^a Dra. Analice França Lima Amorim

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientadora)

Prof.^a Msc. Shirley Minnell Ferreira de Oliveira

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Prof.^a Dra. Cecília Maria Mota Silva Lins

Universidade Federal Rural de Pernambuco – UFRPE (Avaliadora)

Prof. Dr. Cléssio Leão Silva Lima:

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

Dedico este trabalho aos meus
pais e aos meus irmãos.

AGRADECIMENTOS

À minha Mãe, Gláuria, e ao meu pai, José, por ter dado todo o apoio necessário e por terem feito tudo o que podiam para que o sonho da graduação se realizasse.

A meus irmãos, Diogo e Heitor, por todas as horas compartilhadas e por todo o apoio.

À Rafaela, por ter sido minha amiga e minha melhor companheira em todos esses anos, pelos conselhos e conversas incontáveis que tanto me ajudaram a seguir em frente.

À minha orientadora, Professora Analice, pelos ensinamentos e pela paciência em todo o caminho percorrido até a conclusão desse trabalho.

A todos os professores que fizeram parte e que contribuíram com a minha formação.

Ao técnico Gutemberg Francisco, por ter dado todo o apoio nos ensaios edométricos realizados neste trabalho.

Por fim, a todos os meus amigos de curso, principalmente Alison, Arianne, Anderson, João, Jhonata e Germano, sem vocês essa jornada teria sido muito mais difícil e bem menos divertida.

Meu sincero Obrigado!

É preciso diminuir a distância entre o que se diz e o que se faz, até que, em um dado momento, a tua fala seja a tua prática.

Paulo Freire

RESUMO

Os solos não saturados são aqueles em que os poros não estão completamente cheios de líquido (normalmente a água) havendo também a presença de gases (normalmente o ar). Mais especificamente, solos Expansivos são solos não saturados que apresentam expansão em seu volume quando têm sua umidade natural alterada. A ocorrência desse tipo de solo provoca grandes perdas econômicas, quando nenhuma solução adotada para contornar os possíveis problemas, através de rachaduras, fissuras e trincas nas estruturas das edificações. A investigação deste trabalho se trata de analisar, através de ensaios edométricos simples, o comportamento de deformação de um solo expansivo do município de Paulista, no estado de Pernambuco, através de amostras compactadas no ponto ótimo da curva de compactação. Além disso, foi feita a comparação entre os resultados obtidos aqui com os valores obtidos por outros trabalhos que utilizaram amostras indeformadas retiradas do mesmo local. Verificou-se que as amostras compactadas apresentam menor deformação de expansão do que as indeformadas, mas a tensão de expansão do solo permanece a mesma.

Palavras-Chave: Solos Expansivos; Ensaio Edométrico; Amostras Compactadas.

ABSTRACT

Unsaturated soils are those where the pores are not completely filled with liquid (usually water) and there is also the presence of gases (usually air). More specifically, Expansive Soils are unsaturated soils that exhibit expansion in their volume when they have their natural moisture altered. The occurrence of this type of soil causes great economic losses, when no solution is adopted to overcome the possible problems, through cracks in the structures of the buildings. The aim of this work is to analyze, by means of simple edometric tests, the deformation behavior of an expansive soil of the city of Paulista, in the state of Pernambuco, through compacted samples at the optimum point of the compaction curve. In addition, a comparison was made between the results obtained here and the values obtained by other studies using undisturbed samples taken from the same site. It was verified that the compacted samples present less expansion deformation than the undisturbed ones, but the soil expansion tension remains the same.

Keywords: Expansive Soils; Edometrics Tests; Compacted Samples.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fases do solo e espécies componentes das fases.	18
Figura 2 - Elemento de Solo Não Saturado.....	20
Figura 3 - Fases dos solos não saturados. a) Sistema quadrifásico; b) Sistema trifásico.....	20
Figura 4 - Expansocolapsômetro.....	23
Figura 5 - Locais de ocorrência de Solos Expansivos em Pernambuco.....	25
Figura 6 - Carta interpretativa de suscetibilidade à expansão dos solos no estado de Pernambuco.	27
Figura 7 - Localização do ponto de coleta da amostra.	28
Figura 8 - Curvas granulométricas.	30
Figura 9 - Limites de Consistência.	31
Figura 10 - Equipamento utilizado para o ensaio de Limite de Liquidez.	32
Figura 11 - Esquema do soquete para o ensaio de Proctor Normal.....	34
Figura 12 - Curva de compactação do solo.....	35
Figura 13 - Esquema da célula edométrica.....	37
Figura 14 - Equipamento utilizado para o ensaio edométrico.....	37
Figura 15 - Amostra de solo moldada na forma cilíndrica.	41
Figura 16 - a) Corpo envolvido em papel filme. b) Corpo envolvido em papel alumínio.....	42
Figura 17 - Moldagem do corpo de prova.....	43
Figura 18 - Capsulas e corpo de prova finalizado.	43
Figura 19 - Célula edométrica pronta para o ensaio.	44
Figura 20 – Curva e $x \log (\sigma_v)$ para o corpo de prova 01.....	47
Figura 21 - Curva e $x \log (\sigma_v)$ para o corpo de prova 02.	48
Figura 22 - Curva e $x \log (\sigma_v)$ para o corpo de prova 03.	48
Figura 23 - Efeitos do amolgamento da amostra nas curvas de compressão edométrica.....	49
Figura 24 - Adensamento para a carga de 5 kPa no corpo de prova 01.	51
Figura 25 - Adensamento para a carga de 160 kPa no corpo de prova 01.	51
Figura 26 - Adensamento para a carga de 1280 kPa no corpo de prova 01.	52
Figura 27 – Descarregamento do corpo de prova 01 para a carga de 160 kPa.	53
Figura 28 - Descarregamento do corpo de prova 01 para a carga de 40 kPa.....	53

Figura 29 - Gráfico Deformação de expansão x Log Pressão.....55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Comparação das análises granulométricas do solo ensaiado.	30
Tabela 2 - Resumo dos valores de Limites de consistência.....	32
Tabela 3 - Corpos de prova e suas respectivas tensões de inundação.	45
Tabela 4 - Índices Físicos.....	45
Tabela 5 - Cálculo da umidade inicial das amostras.	45
Tabela 6 - Valores para o índice de compressão	46
Tabela 7 - Valores para o índice de recompressão.	46

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa	15
1.2	Motivação	15
1.3	Objetivos	16
1.3.1	Objetivo Geral	16
1.3.2	Objetivos Específicos	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Solos não saturados	17
2.2	Solos expansivos	21
3	METODOLOGIA E RESULTADOS	28
3.1	Coleta das amostras de solos	28
3.2	Caracterização física do solo	29
3.2.1	Granulometria	29
3.2.2	Limites de Consistência	31
3.3	Ensaio de Compactação	33
3.3.1	Resultados para a Compactação	35
3.4	Ensaio Edométrico	36
3.4.1	Célula Edométrica	36
3.4.2	Ensaio edométricos simples	37
3.4.3	Preparação dos corpos de prova	40
3.4.4	Índices Físicos	45
3.4.5	Índices de Compressibilidade	46
3.4.6	Curva Índice de vazios (e) x log Tensão vertical (σ_v)	47
3.4.7	Tensão de Pré-adensamento	50
3.4.8	Deformação sob carregamento	50
3.4.9	Tensão de Expansão	54

3.4.10	Expansão Livre.....	55
4	CONCLUSÕES.....	57
	REFERÊNCIAS.....	58

1 INTRODUÇÃO

Segundo Ferreira (1995), definir com precisão o que é um solo expansivo é difícil, essa dificuldade está ligada a fatores intrínsecos do próprio solo e a fatores condicionados ao meio ambiente e às condições externas impostas.

Apesar dessa dificuldade e complexidade, há definições para esse tipo de solo na literatura. Por exemplo, Amorim (2004) define solo expansivo como sendo aquele solo não saturado que sofre um processo de variação de volume de expansão ao ter seu vazio preenchido por água.

Entretanto, mais importante do que a definição exata, é entender o comportamento dos solos não saturados quando submetidos a diferentes valores de carga e com diferentes situações de inundação, visto que muitos problemas nas fundações das construções são causados pela presença desse tipo de solo no local.

Compreender o comportamento mecânico e hidráulico de solos não saturados é de grande importância para o projeto, construção e conservação de obras que estão constantemente expostas às variações de umidade durante sua construção e vida útil (Medero, 2005).

Amorim (2004) destaca que esses tipos de solos, quando não há previsão da ocorrência do mesmo na fase de projeto, provocam grandes perdas econômicas, mas dificilmente são responsáveis, direta ou indiretamente, por perdas de vidas humanas. Isso se dá pelo fato de os problemas ocasionados por esses solos serem, principalmente, rachaduras, fissuras e trincas nas estruturas das edificações.

Um exemplo que pode ser citado é o caso da realocação da cidade de Petrolândia, em Pernambuco, executada entre 1985 e 1987. Grande parte de suas edificações sofreram sérios problemas de fissuras e trincas, em alguns casos foi necessário realizar a demolição do edifício e construir um novo.

Diante disso, o conhecimento da ocorrência e comportamento desses tipos de solos é de extrema importância. Para isso, foram realizados ensaios edométricos com variações na carga de inundação em cada corpo de prova.

1.1 Justificativa

A presença de solos especiais, expansivos ou colapsíveis, no local da construção, seja ela de qual tipo, é um agravante e requer um cuidado especial tanto no projeto quanto na execução da obra. Problemas relacionados a esses solos causam grandes danos materiais.

Alguns desses problemas são os recalques de fundações, fissuras, trincas e rachaduras nas estruturas e, em casos mais extremos em que os problemas aparentes foram negligenciados, desabamentos.

Possíveis problemas também podem ocorrer em obras de infraestrutura como redes de água e esgoto, redes elétricas e em obras de rodovias. Além de obras que exigem o maior cuidado possível em relação a essa possibilidade, visto que o impacto causado por um problema na estrutura seria de dimensões catastróficas, como usinas hidrelétricas e barragens.

Diante disso, a identificação prévia da ocorrência desse tipo de solo especial no local da construção e o conhecimento do comportamento do mesmo diante das diversas situações do dia-a-dia são de extrema importância e podem evitar danos extremos.

O objetivo desse trabalho é conhecer, analisar e discutir o comportamento dos solos expansivos através de ensaios edométricos.

1.2 Motivação

O conhecimento da mecânica dos solos vem tendo um crescimento considerável nas últimas décadas, juntamente com o avanço das tecnologias. Esse fato é evidenciado pelo crescimento da chamada Engenharia Geotécnica. Mas mesmo antes desse fenômeno, há registros de descobertas através de experimentos datados do século XVIII (Das, 2007).

Ainda assim, muitas obras continuam sendo afetadas e têm suas estruturas danificadas devido à falta ou a má identificação do tipo de solo do local e de seu respectivo comportamento. Isso mostra que há muito que se avançar.

Dentro dessa perspectiva, é de extrema importância à análise em laboratório do comportamento desses solos, através de ensaios edométricos. Além de realizar toda a caracterização e classificação das amostras.

É nessa ideia que essa pesquisa é baseada. Realizar ensaios de caracterização e edométricos de forma a analisar o comportamento dos solos expansivos quando submetidos à cargas variadas, em situações de solo inundado e de solo seco. Dessa forma se pode evitar possíveis problemas futuros em edificações construídas com a base apoiada nesse solo especial.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

A proposta desse trabalho é analisar o comportamento de solos expansivos quando solicitado por diferentes carregamentos e em situações de inundação. Para isso, foi realizado um estudo experimental através de ensaios edométricos simples em amostras compactadas na umidade ótimo da curva de compactação do solo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Compactação das amostras a serem ensaiadas;
- Realizar ensaios edométricos simples para analisar o comportamento mecânico das amostras;
- Verificar a expansão deste solo a diferentes carregamentos;
- Comparar o resultado do ensaio edométrico entre amostras compactadas e indeformadas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Solos não saturados

Os solos não saturados são aqueles em que os poros não estão completamente cheios de líquido (normalmente a água) havendo também a presença de gases (normalmente o ar) (Ferreira, 1995). Segundo Medero (2005), solos não saturados são aqueles que sofrem uma mudança na umidade natural por variações climáticas ou por fatores de origem artificial, podendo até ser pela atividade humana. Esse fenômeno pode causar modificações na capacidade de suporte do solo.

Teixeira (2006) cita que os solos saturados, que são os que apresentam seus vazios completamente preenchidos por água, são mais frequentes em regiões de clima temperado, enquanto os solos não saturados são mais frequentes em regiões de climas áridos, semi-áridos e tropicais.

De acordo com Medero (2005), os solos não saturados podem ser de origem natural ou de origem artificial. Os de origem natural são solos sedimentares ou solos residuais, os de origem artificial são solos compactados. Uma característica comum a todos eles, que os definem como solos não saturados, é que os mesmos podem apresentar modificações consideráveis na capacidade de suporte quando submetidos a uma mudança na umidade natural.

De acordo com Souza Neto (2004), a diferença principal entre os solos não saturados e os solos saturados é a pressão de sucção que ocorre nos solos não saturados. É uma pressão negativa na água dos poros do solo, que aumenta a tensão intergranular e, assim, a resistência e a rigidez do solo.

Além disso, o modelo aplicado a solos saturados para a obtenção da tensão efetiva não conduz a valores corretos quando aplicados a solos não saturados (Teixeira, 2006). De acordo com Toll (1990) apud Freitas Neto (2008), a estrutura inicial do solo saturado é destruída em determinados valores de tensões de cisalhamento ou compressão, já a estrutura do solo não saturado pode ser mantida para valores altos dessas tensões devido à sucção.

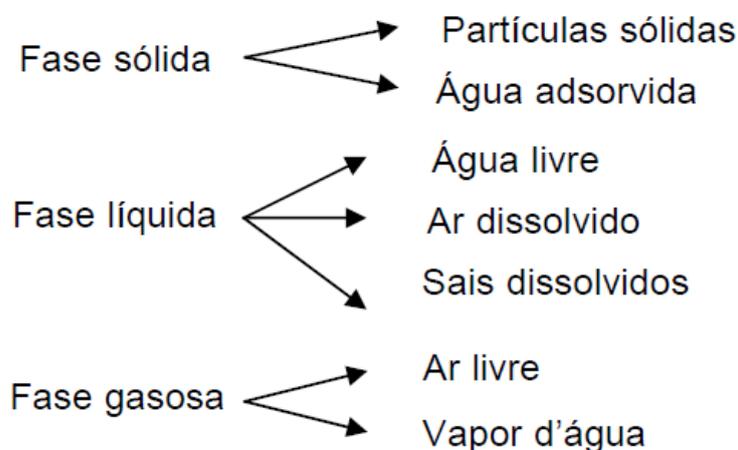
A sucção expressa a afinidade que o solo tem com a água, sua capacidade de retenção ou de absorção. Do ponto de vista matemático, a sucção é representada por uma pressão negativa no solo (Teixeira, 2006).

Teixeira (2006) ainda completa com a definição de que a sucção é função do grau de saturação, ou seja, a mesma apresenta valores menores para maiores valores de umidade e vice-versa. A umidade está diretamente ligada ao grau de saturação do solo.

Um solo não saturado pode ser descrito como um meio multifásico constituído por três fases: sólida, líquida e gasosa. A fase sólida é representada pelos grãos, a líquida pela água, geralmente, e a gasosa, na maioria dos casos, é representada pelo ar (Freitas Neto, 2008). Além do mais, dependendo de como as pressões do ar e da água se comportam, os solos não saturados podem sofrer modificações em seu comportamento mecânico.

Yoshimi e Osteberg (1963) apud Teixeira (2006) consideram que as três fases do sistema apresentam uma relação. A fase sólida seria constituída por partículas sólidas e água adsorvida, a fase líquida por água livre, ar dissolvido e sais dissolvidos, e a fase gasosa por ar livre e vapor d'água. A Figura 1 resume as fases do solo não saturado e os componentes de cada fase desse sistema.

Figura 1 - Fases do solo e espécies componentes das fases.



Fonte: Teixeira, 2006.

Barrera (2002) apud Medero (2005) afirma que para o entendimento do comportamento dos solos não saturados é fundamental o conhecimento das interações existentes entre as três fases do sistema. No Quadro 1 mostrado a seguir são apresentadas algumas características básicas das três fases constituintes desse tipo de solo.

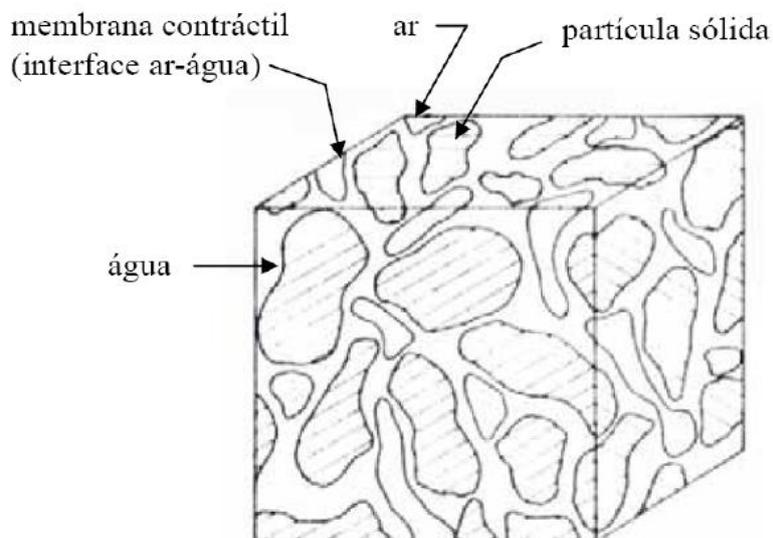
Quadro 1 - Características básicas das três fases constituintes dos solos não saturados.

Características	Fase Sólida	Fase Líquida	Fase Gasosa
Composição	Partículas sólidas de diferentes tamanhos	Água e sais	Ar e vapor de água
Propriedades importantes	-tamanho; -forma; -textura; -composição química.	Incompressível	-Compressível; - capacidades de dissolver-se (lei de Henry).
Classificação	-	- Água adsorvida; - Água capilar; - Água gravitacional.	-

Fonte: Medero, 2005.

Gallipoli (2000) apud Medero (2005) destaca que a fase líquida do solo não saturado pode estar preenchendo completamente os vazios do solo ou formando meniscos d'água entre as partículas do mesmo. Fredlund e Morgenstern (1993) apud Freitas Neto (2008) citaram uma fase independente, que representaria uma quarta fase, que se refere à interface ar-água, chamada de membrana contráctil. Na Figura 2 a seguir, é mostrado um esquema que representa a divisão das fases em um elemento de solo não saturado.

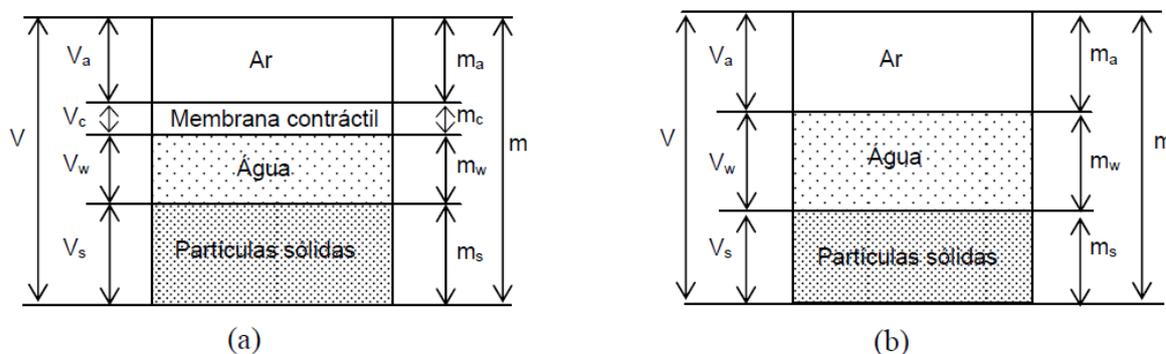
Figura 2 - Elemento de Solo Não Saturado



Fonte: Fredlund e Rahardjo, 1993.

Teixeira (2006) destaca que a maioria dos autores desconsidera essa quarta fase porque a parcela da membrana contráctil na relação peso-volume do elemento de solo é desprezível, quando comparada com as parcelas correspondentes às demais fases presentes no solo não saturado. Isso pode ser explicado pelo fato de que a espessura dessa membrana é da ordem de algumas camadas de moléculas. Na Figura 3 a seguir é mostrado um esquema com um elemento do solo, considerando ou não a quarta fase.

Figura 3 - Fases dos solos não saturados. a) Sistema quadrifásico; b) Sistema trifásico.



Fonte: Teixeira, 2006.

Alguns solos não saturados apresentam compressão quando há um aumento em sua umidade, esses são chamados de solos colapsíveis. Outros apresentam expansão e são chamados de solos expansivos. Dependendo do nível de carga ao qual está submetido, um mesmo solo pode apresentar colapso ou expansão quando inundado (Teixeira, 2006).

2.2 Solos expansivos

Há muitas definições para os solos expansivos ou potencialmente expansivos, mas há uma condição indispensável para que um solo possa ser definido dessa forma, é necessário que o mesmo esteja na condição de solo não saturado (Amorim, 2004).

Por sua vez, Silva (2003) define solos expansivos como sendo aqueles solos não saturados que apresentam variação de volume quando têm sua umidade alterada. O autor completa a ideia expondo que é necessária uma variação de tensão, interna ou externa, para que o solo sofra expansão. Ferreira (1999) apud Amorim (2004) destaca que os solos oriundos de rochas ígneas (basalto, diabases e gabros) e os solos oriundos de rochas sedimentares são mais propensos à expansão.

A expansibilidade constitui um fenômeno essencialmente físico-químico, podendo também estar associado a causas mecânicas, e tem sido explicada com base nas forças existentes entre partículas e entre camadas estruturais (Barbosa, 2013). Nas edificações, a expansão provoca fissuras e rachaduras devido aos esforços diferenciais impostos a estrutura. O fenômeno provoca também ondulações e rupturas nos pavimentos, fissuras longitudinais e transversais junto a bueiros, etc (Amorim, 2004).

Segundo Ferreira (1999) apud Amorim (2004), a identificação visual em campo e índices de caracterização dos solos não são suficientes para definir com exatidão a natureza ou o colapso que o solo apresentará. Barbosa (2013) destaca que há inúmeros métodos para identificar argilas potencialmente expansivas, baseados tanto em hipóteses simplificadoras do problema como em métodos numéricos.

Esses métodos são divididos em métodos diretos e métodos indiretos. Dentro dessa divisão há ainda uma subdivisão, que caracteriza o método em qualitativo ou quantitativo. Segundo Barbosa (2013), métodos diretos são baseados na medida da

expansão induzida ao solo ou da tensão necessária para impedir a expansão. Para isso, são utilizados ensaios mecânicos do tipo edométricos, pois simulam, ao máximo, a condição que o solo se apresenta em campo.

Os ensaios edométricos utilizam duas características básicas: a expansão livre e a tensão de expansão (Ferreira, 1995). A expansão livre é a relação entre a altura inicial e a altura final da espessura de uma amostra medida quando a mesma é colocada em contato com água. Para se determinar esse parâmetro é preciso colocar a amostra no edômetro e inundá-lo enquanto se aplica uma pequena tensão.

Segundo Ferreira (1995), essa expansão deve ser determinada com a menor tensão possível, o que provoca grande dispersão no resultado. Assim, é importante realizar um número significativo de ensaios.

Por sua vez, os métodos indiretos são aqueles que recorrem à identificação mineralógica, índices físicos, limites de consistência ou parâmetros ligados à textura, composição e comportamento dos solos (Barbosa, 2013).

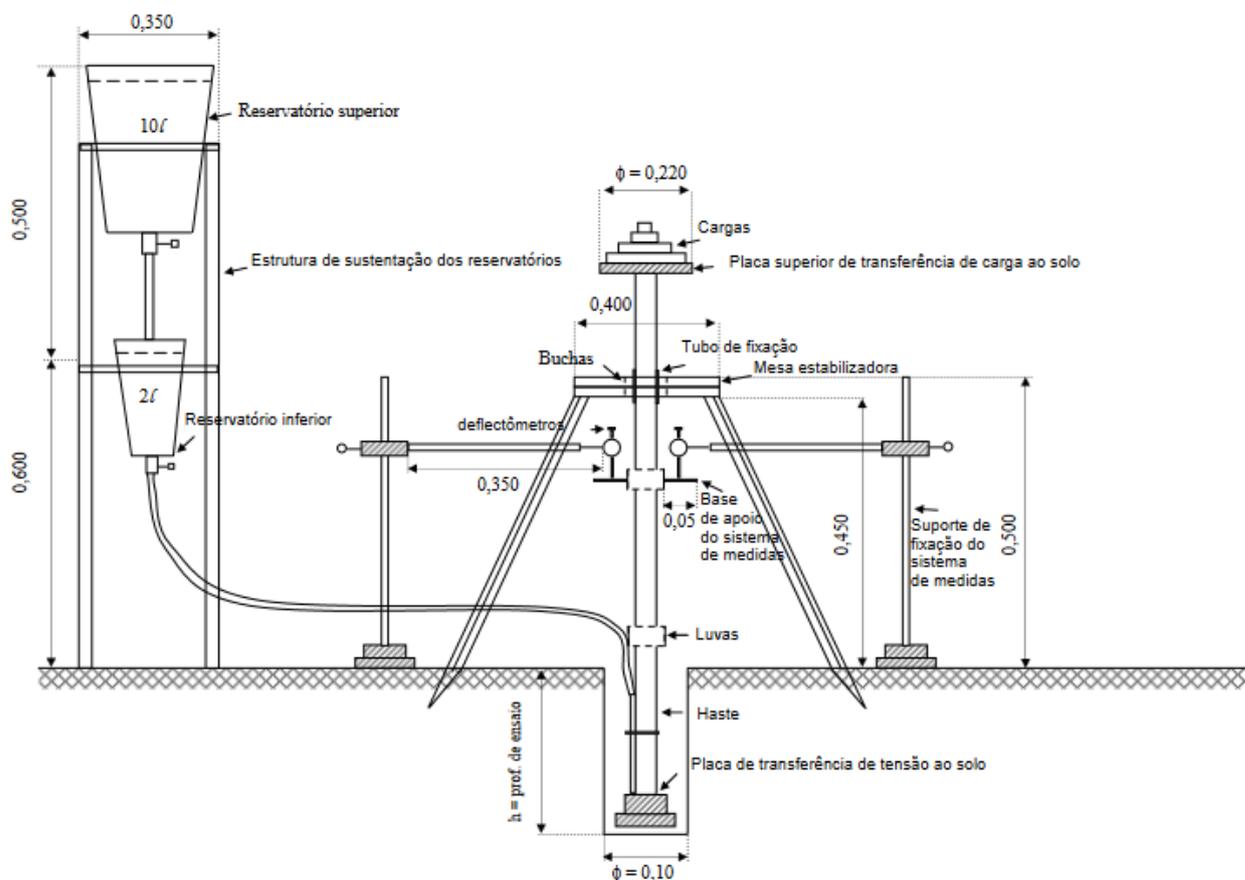
Um ensaio bastante utilizado é o de Difração de Raios-X, pois é uma técnica que permite análise não destrutiva e rápida que fornece informações relativas à identificação dos minerais presentes numa argila (Barbosa, 2013). Os ensaios de Índices de consistência também são bastante utilizados, pois, como justifica Barbosa (2013), a plasticidade está relacionada com a expansividade. Ou seja, valores altos de índices de plasticidade combinados com baixas porcentagens de argila apresentam expansividade alta.

Os ensaios realizados em laboratório, como o edométrico, por exemplo, apresentam limitações nas condições de contorno que não permitem que a condição natural em campo do solo seja fielmente produzida em laboratório. Para evitar erros devido a essa limitação, uma saída é realizar ensaios diretamente no campo.

Devido a isso, Ferreira e Lacerda (1993) apud Teixeira (2006) criaram um equipamento que permite obter em campo a curva carga-deslocamento e a relação tensão-deformação do solo. Esses levantamentos podem ser feitos a diferentes profundidades de um perfil e permite o controle da vazão de inundação. O equipamento é denominado Expansocolapsômetro.

Este equipamento é composto de dois sistemas onde o primeiro é de aplicação de carga ao solo, podendo ser utilizado em diferentes profundidades do perfil e é semelhante a um ensaio de placa, e o segundo de controle de vazão (Teixeira, 2008). O esquema do equipamento, bem como cada parte do mesmo, é mostrado na Figura 4.

Figura 4 - Expansocolapsômetro.



Fonte: Ferreira e Lacerda, 1993.

Uma nova versão para o ensaio do Expansocolapsômetro foi apresentada por Ferreira *et al.* (2002) na qual permite estimar a tensão de ruptura das camadas de solo e pode ser utilizada para ensaios com tensões de até 640 kPa (Souza Neto, 2004).

Ferreira (2005) apresentou um quadro com um resumo dos métodos indiretos e diretos de identificação e quantificação da expansividade dos solos. O quadro é apresentado a seguir.

Quadro 2 - Métodos indiretos e diretos de identificação e quantificação da expansividade dos solos.

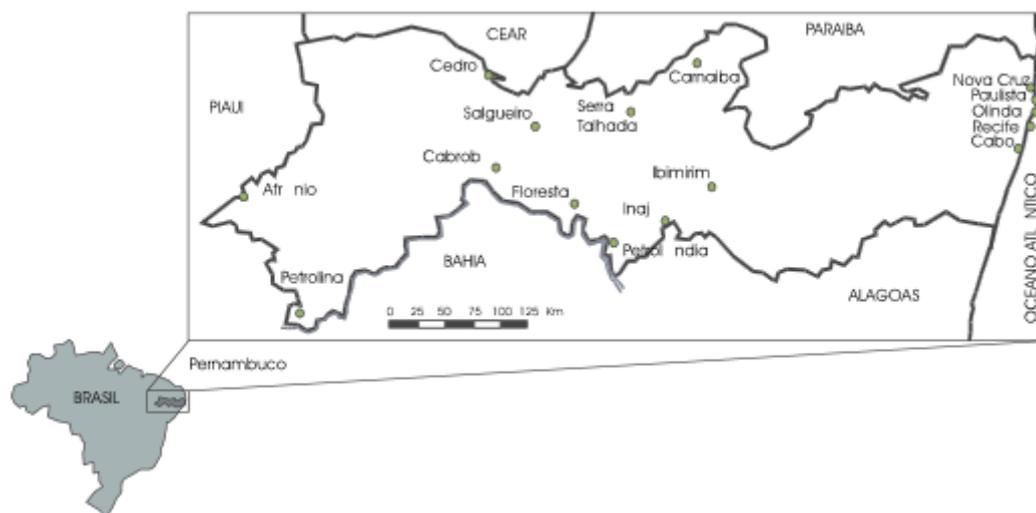
MÉTODOS	SUB-DIVISÃO	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BILIOGRÁFICAS
Indireto	Identificativos	Difração de Raio – X Microscopia eletrônica de varredura Análise termo-diferencial Adsorção de etileno-glicol Físico-químicos	CARCEDO <i>et al</i> (1986) FINK <i>et al</i> (1971)
	Qualitativos	Granulometria, consistência e índices físicos e classificação geotécnica.	PRIKLONSKIJ (1952), SKEMPOM (1953), SEED <i>et al</i> (1962), VAN DER MERWE (1964), CHEN (1965), VIJAYVERVIYA E GHAZZALY (1973), RODRIGUEZ ORTIZ (1975), CUELLAR (1978).
	Orientativos	Geologia, geomorfologia, pedologia e identificação visual.	PATRICK E SNETHEN (1976), CARCEDO <i>et al</i> (1986), FERREIRA (1990 e 1993).
Diretos	Avaliativos	Ensaio de expansão de Lambe	LAMBE (1960)
	Quantitativos	Expansão livre e tensão de expansão Ensaio edométrico simples e duplos Ensaio edométrico de	SEED <i>et al</i> (1962), CHEN (1965), VIJAYVERVIYA E GHAZZALY (1973), RODRIGUEZ ORTIZ (1975), CUELLAR (1978), JIMENEZ SALAS (1980) ESCARIO (1967 E 1969),

		sucção controlada	AITCHISON et al (1973), JOHNSON (1978), McKEEN (1980).
--	--	-------------------	--

Fonte: Ferreira, 1995.

No que diz respeito aos locais de ocorrência de solos expansivos, Chen (1975) apud Barbosa (2013) lista que há registros em todo o mundo, por exemplo, Cuba, México, Marrocos, entre outros. Ferreira (1995) cita locais como Estados Unidos, Reino Unido, Angola, África do Sul, Brasil, etc. São mostrados, na Figura 5, locais de ocorrência de solos expansivos levantados por Ferreira (2007).

Figura 5 - Locais de ocorrência de Solos Expansivos em Pernambuco.



Fonte: Ferreira, 2007.

Percebe-se pela Figura 5 que os locais são variados, pois só não há ocorrência dos mesmos na mesorregião do agreste do estado. Foram identificadas ocorrências em: Afrânio, Petrolina, Cedro, Cabrobó, Salgueiro, Floresta, Serra Talhada, Petrolândia, Inajá, Ibimirim, Carnaíba, Nova Cruz, Paulista, Olinda, Recife e em Cabo de Santo Agostinho. No Quadro 3 a seguir são mostrados os locais de ocorrência e as respectivas origens de cada uma, além das referências.

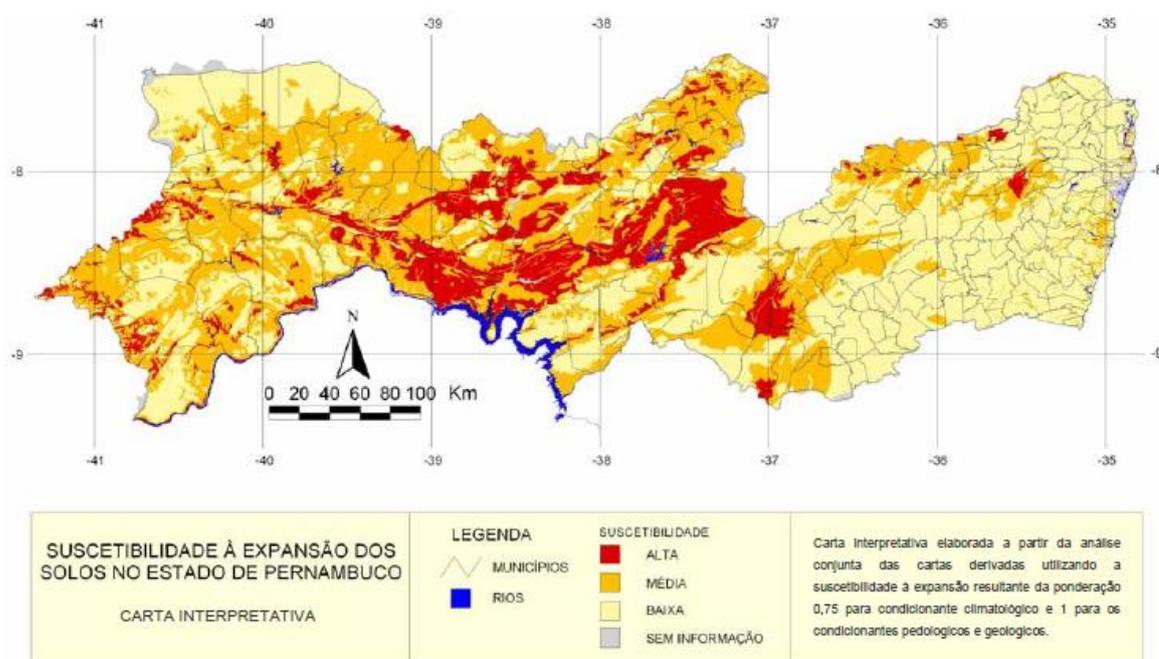
Quadro 3 - Locais de Ocorrência de Solos Expansivos

LOCAL	REFERÊNCIA	ORIGEM/CLASSE DE SOLO
Afrânio	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro
Petrolina	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro
Cedro	Ferreira (1989)	Grupo Cachoeirinha
Cabrobó	Ferreira (1989)	Complexo Pres. Juscelino
Salgueiro	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro
Serra Talhada	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro
Petrolândia	Ferreira (1995)	Formação Aliança
Inajá	Ferreira (1997)	Formação Inajá
Ibimirim	Ferreira (1989)	Bruno Não Cálculo
Carnaíba	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro
Nova Cruz/Igarassu	Ferreira (1997)	Formação Barreiras
Paulista	Costa Nunes et al (1982)	Formação Maria Farinha
Olinda	Costa Nunes et al (1982)	Formação Maria Farinha
Olinda/Janga	Jucá et al (1992), Bastos (1994) e Justino (2001).	Formação Maria Farinha
Recife	Ferreira (1997)	Formação Barreiras
Cabo de Santo Agostinho	Costa Nunes et al (1982)	Rochas Extrusivas Básicas

Fonte: Ferreira, 2007.

De acordo com os dados do Quadro 03, fica claro que as ocorrências e origens são as mais variadas. Isso indica que esses solos especiais ocorrem por mais de um fator ou, ainda, por a combinação de diversos fatores. Amorim (2004) mapeou, segundo critérios climatológicos, pedológicos e geológicos, a suscetibilidade de ocorrência de solos expansíveis. Com isso, criou uma carta interpretativa unindo os dados estudados e levantados. A carta é mostrada a seguir, na Figura 6.

Figura 6 - Carta interpretativa de suscetibilidade à expansão dos solos no estado de Pernambuco.



Fonte: Amorim, 2004.

Baseado na carta mostrada na figura 6, Amorim (2004) concluiu que a suscetibilidade de ocorrência de solos expansivos no estado mostrou-se alta em 12,5% da área do estado, 38,7% média e 45,2% baixa. A parcela restante corresponde às áreas comprometidas por diversos fatores que atrapalharam o estudo. O autor conclui ainda que, em mais da metade do estado, os estudos dos solos em relação aos danos causados pela expansão são indispensáveis.

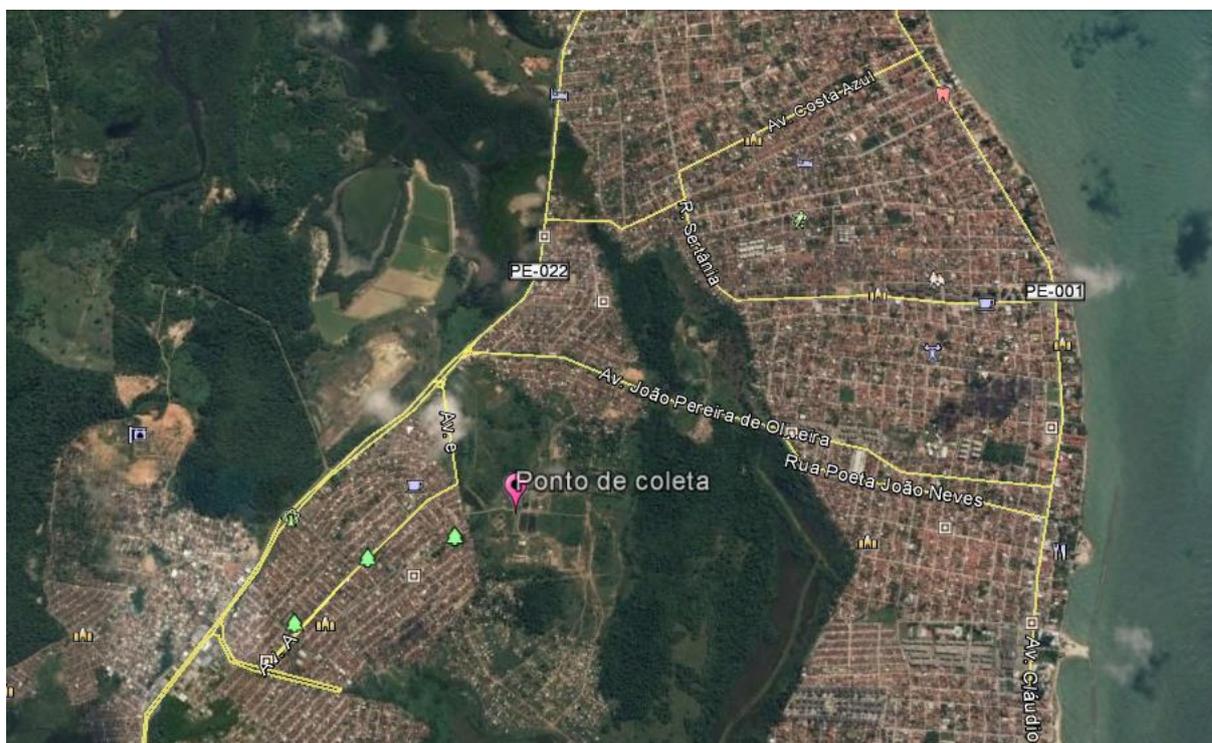
3 METODOLOGIA E RESULTADOS

Este capítulo apresenta a localização da coleta das amostras de solos, a metodologia utilizada para obtenção da caracterização das amostras ensaiadas e da expansão do solo, bem como os resultados e discussões. As amostras deformadas coletadas para este trabalho, foram utilizadas, anteriormente, por Paiva et al (2016). Assim, os resultados para a caracterização física (granulometria e índices de consistência), utilizados neste trabalho, foram os de Paiva et al (2016).

3.1 Coleta das amostras de solos

Para a realização dos experimentos foi utilizada a mesma amostra do trabalho de Paiva et al (2016). Os trabalhos de Justino da Silva (2001) e Santos (2008) também fizeram análise do solo no mesmo local, mas com retirada de amostras independentes. A amostra utilizada foi retirada de uma área pertencente à Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA), localizada no município de Paulista, litoral norte de Pernambuco, latitude de $7^{\circ}55'35''$ e longitude $34^{\circ}50'49''$ (Santos, 2008).

Figura 7 - Localização do ponto de coleta da amostra.



Fonte: Google Earth.

O solo expansivo de Paulista – PE é proveniente do intemperismo físico-químico sobre o calcário margoso da Formação Maria Farinha e de siltitos e argilitos da Formação Barreira (Souza 1999 apud Paiva et al, 2006).

Segundo Paiva et al (2016) e Santos (2008), a argila do local é de alta compressibilidade e, assim, apresenta a classificação CH segundo o padrão da SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos). Apresenta peso específico real dos grãos de 26,14 kN/m³.

3.2 Caracterização física do solo

Os ensaios de caracterização física foram realizados de acordo com a metodologia da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. As normas utilizadas serão:

- NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica, 1984.
- NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de Liquidez, 1984.
- NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de Plasticidade, 1984.

3.2.1 Granulometria

O ensaio de granulometria é utilizado para obter a percentagem em peso de cada faixa de peso em relação à massa seca total analisada. Ou seja, é utilizado para a determinação da distribuição granulométrica do solo e, assim, traçar a respectiva curva de distribuição granulométrica, que é muito útil na caracterização do solo.

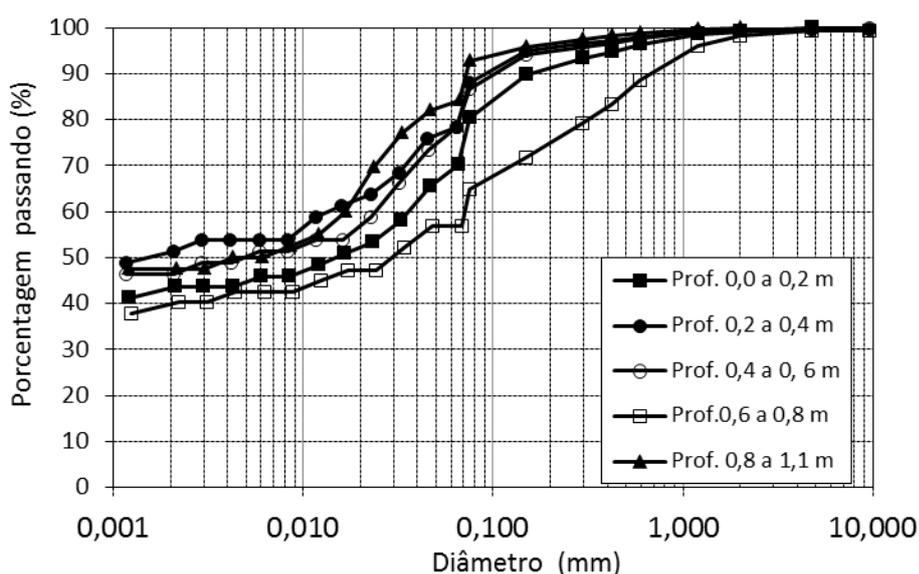
A partir dessa curva é possível distinguir e definir a textura do solo, que pode ser entendida, de forma simplificada, como sendo o tamanho relativo dos grãos que formam a fase sólida do mesmo. Em relação à curva granulométrica, mais especificamente, no eixo das abcissas marca-se, em escala logarítmica, os diâmetros das partículas, no eixo das ordenadas marca-se, em escala natural, os percentuais de solo que passam nas peneiras.

3.2.1.1 Resultados para a Granulometria

Como já informado anteriormente, trata-se de uma argila de alta compressibilidade, que apresenta de 18% a 43% de areia, 14% a 32% silte e 43% a 54% de argila (Paiva et al, 2016).

Uma figura com o gráfico que mostra as curvas granulométricas do solo variando com a profundidade é mostrada a seguir.

Figura 8 - Curvas granulométricas.



Fonte: Paiva et al, 2016.

Da figura percebe-se que a relação silte/argila decresce com o aumento da profundidade.

Na análise granulométrica de Santos (2008), percebe-se uma pequena diferença nos valores encontrados, pois a porcentagem de areia varia de 3% a 39%, a de silte varia de 17% a 31% e a de argila de 33% a 66%.

Tabela 1 - Comparação das análises granulométricas do solo ensaiado.

	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
Paiva et al (2016)	18 a 43	14 a 32	43 a 54
Santos (2008)	3 a 39	17 a 31	33 a 66

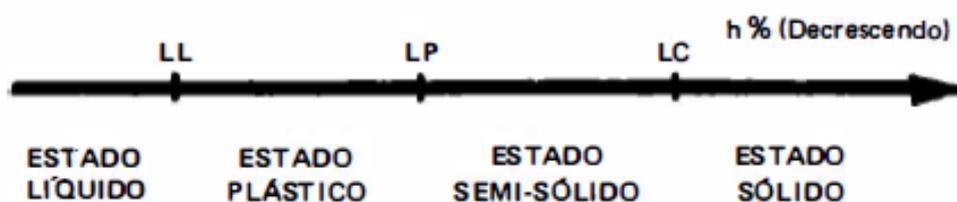
Fonte: Do autor.

3.2.2 Limites de Consistência

Os limites de consistência, também conhecidos como Limites de Atterberg, são aqueles que representam uma mudança no comportamento do solo em função da umidade. Esses parâmetros são muito importantes para a caracterização física dos solos, pois para solos que apresentam uma porcentagem considerável de fração fina, além da forma das partículas e granulometria, as propriedades plásticas dos mesmos dependem do teor de umidade.

A plasticidade de um solo representa a capacidade que o mesmo apresenta em ser moldado sem apresentar variação de volume. Dentro dos limites de consistência, apresenta-se, vide figura 8, as seguintes classificações:

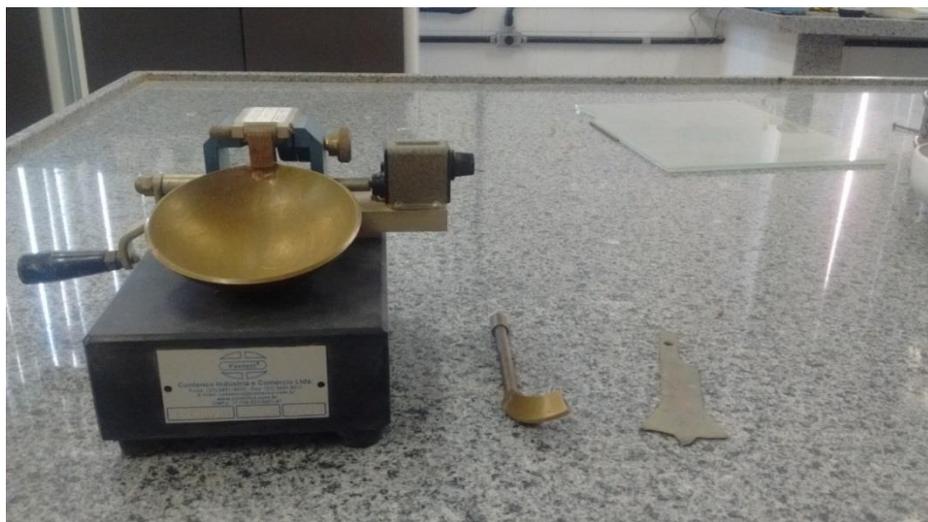
Figura 9 - Limites de Consistência.



Fonte: Caputo, 1988.

Pela figura anterior, percebe-se que o limite de Liquidez é o valor de transição entre os estados líquido e plástico, ou seja, pode ser definido como o teor de umidade limite do comportamento plástico do solo. Esse limite é encontrado experimentalmente através do aparelho de Casagrande, que consiste em um prato de latão, em forma de concha, sobre um suporte. Acima do prato, há um peso que serve para causar os impactos necessários na amostra ensaiada (Figura 10).

Figura 10 - Equipamento utilizado para o ensaio de Limite de Liquidez.



Fonte: Do autor.

Ainda em relação à figura 9, o limite de Plasticidade é o limite de transição entre os estados plástico e semissólido, ou seja, pode ser definido como sendo o teor de umidade em que o comportamento do solo passa a ser quebradiço, deixa de apresentar comportamento plástico. Esse limite é obtido, em laboratório, através de um simples ensaio.

3.2.2.1 Resultados dos Limites de Consistência

Ainda segundo Paiva et al (2016), esse solo argiloso apresenta alta plasticidade, visto que o Índice de Plasticidade (IP) varia de 24% a 34%. Quando comparado com os resultados obtidos por Santos (2008) percebe-se uma pequena variação, IP variando entre 27% e 45% dependendo da profundidade.

Segundo a classificação do SUCS, um solo classificado como CH precisa ter Limite de Liquidez maior que 50, o que é confirmado pelo resultado de Santos (2008), que verificou que esse limite varia entre 47% e 73%, de acordo com a profundidade. Uma tabela com o resumo desses valores é apresentada a seguir.

Tabela 2 - Resumo dos valores de Limites de consistência.

Autor	Limite de Liquidez (%)	Índice de Plasticidade (%)
Paiva et al (2016)	Não informado	24 a 34
Santos (2008)	47 a 73	27 a 45

Fonte: Do autor.

3.3 Ensaio de Compactação

Entende-se por compactação de um solo, o processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de seus vazios e, assim, aumentar sua resistência, tornando-o mais estável (Caputo, 1986).

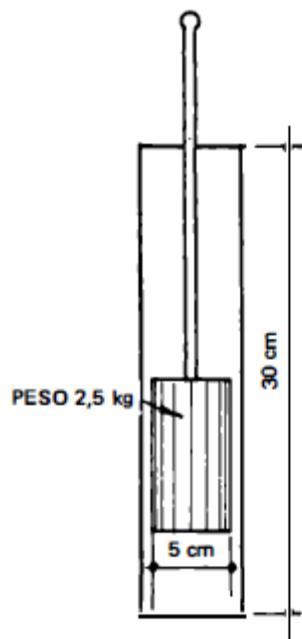
É um método de estabilização que visa melhorar as características do mesmo através da aplicação de alguma energia de impacto. Não melhora somente a resistência, mas também diminui o índice de vazios, a permeabilidade e a compressibilidade.

Através desse ensaio, se obtém a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco do solo. O ensaio mais comum, que será utilizado para a realização desse trabalho, é o de Proctor, que é realizado através de sucessivos impactos de um soquete padronizado na amostra.

O ensaio de compactação também é normatizado pela ABNT. Essa norma é denominada de NBR 7182/1988 – Solo – Ensaio de Compactação e o procedimento, para o caso do soquete ser pequeno e a energia de compactação ser normal, descrito nela é apresentado resumidamente a seguir.

Como etapa inicial do ensaio, depois de separar a amostra a ser ensaiada, adiciona-se água até se obter consistência no material. Após isso, já se deve partir para a compactação em si, mas de forma ordenada. É preciso separar a amostra em três camadas dentro do molde, fazendo com que a cada etapa um terço do molde seja preenchido. Assim, compacta-se a primeira camada através de 25 golpes com o soquete distribuídos uniformemente sobre a superfície (a altura de queda do soquete também é predeterminada em 0,305 m). Um esquema simplificado é mostrado na figura a seguir.

Figura 11 - Esquema do soquete para o ensaio de Proctor Normal.



Fonte: Caputo, 1986.

O ensaio segue colocando camada sobre camada e realizando os golpes. Quando esse processo for finalizado, é preciso retirar a amostra do molde e pesá-la. Por fim, parte-se a amostra ao meio e coleta-se uma pequena quantidade para a determinação da umidade.

Para plotar o gráfico de peso específico seco por umidade é preciso realizar esse processo mais algumas vezes. Assim, aproveita-se a mesma amostra já ensaiada, desmanchando-a até que possa ser passada pela peneira n° 4 e adicionando uma quantidade conhecida e controlada de água.

Para a obtenção do resultado e interpretação dos dados é de extrema importância realizar a pesagem de todas as partes integrantes do processo.

A curva de compactação é obtida marcando-se, nas ordenadas, os valores dos pesos específicos secos obtidos e, nas abscissas, os teores de umidades correspondentes. O peso específico seco máximo será o ponto máximo, em relação às ordenadas, dessa curva de compactação. A umidade ótima é o teor de umidade correspondente ao peso específico máximo.

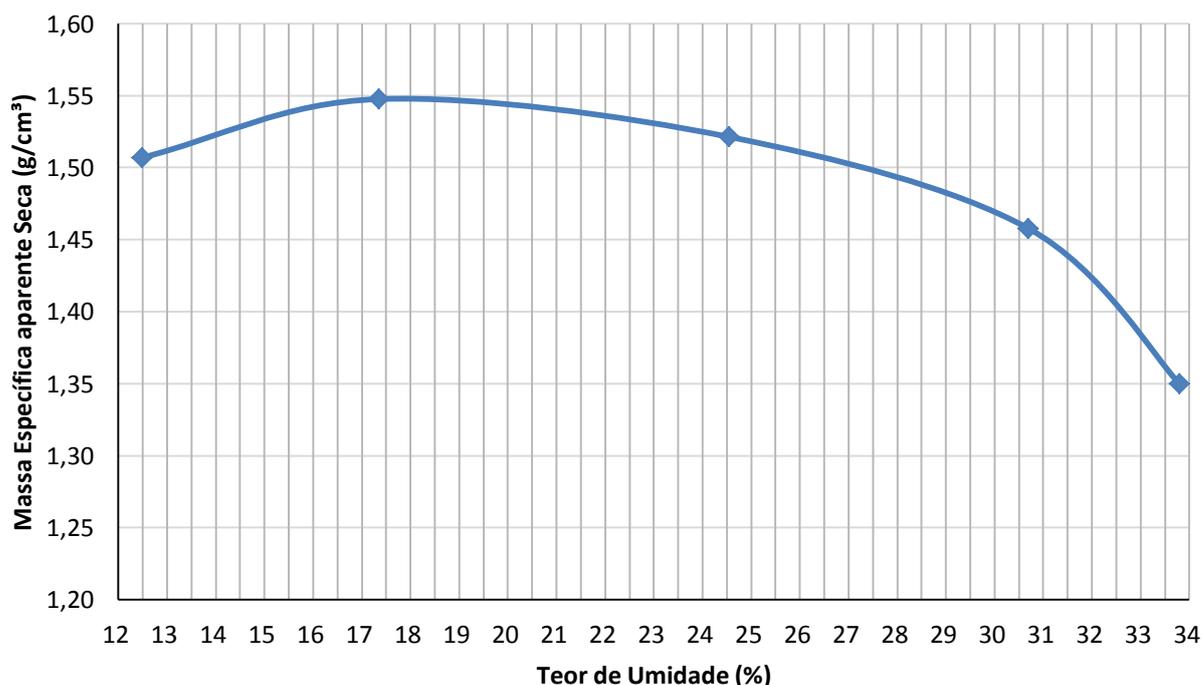
3.3.1 Resultados para a Compactação

Para o ensaio de compactação foi preciso destorroar a amostra até que não houvesse torrões com dimensões superiores a 4,8 mm, como recomendado pela norma. Com o auxílio da peneira nº4 (4,8mm), peneirou-se o solo e se garantiu essa exigência.

Após separar 3 kg da amostra destorroada, adicionou-se 8% de água em relação à massa de solo da forma mais homogênea possível. Em seguida, compactou-se a amostra no molde cilíndrico em três camadas iguais, cobrindo aproximadamente um terço do volume do molde com o solo.

O procedimento foi repetido por mais quatro vezes, de forma que fosse possível montar a curva de compactação do solo. A cada repetição uma determinada quantidade de água foi adicionada, em incrementos de 4%, 8%, 4%, 4%, respectivamente, em relação à massa de solo. Com os dados obtidos, foi possível desenhar a curva de compactação, que nada mais é do que a representação da variação da massa específica aparente seca em função da umidade da amostra. O ponto máximo dessa curva representa a massa específica aparente seca máxima, que corresponde uma umidade denominada de umidade ótima. O gráfico obtido é mostrado na figura a seguir.

Figura 12 - Curva de compactação do solo.



Fonte: Do autor.

É possível observar na Figura 12 que a curva não ficou simétrica como esperado. Isso pode ser explicado pelo fato de não se ter tido tempo suficiente para que a amostra secasse ao ar, logo a mesma já possuía certa umidade quando as porcentagens de água foram adicionadas. Assim, há muitos pontos no que se chama de ramo úmido da curva (teores de umidade acima do valor de umidade ótima). No momento de compactar a amostra para o ensaio edométrico houve o cuidado de deixar a amostra secar, de forma a adicionar o valor correto de massa de água para uma compactação eficaz.

Ainda do gráfico apresentado na Figura 12, optou-se, depois de uma análise mais detalhada do comportamento da curva, utilizar a umidade de 18% para a compactação dos corpos de prova que seriam utilizados no ensaio edométrico.

3.4 Ensaio Edométrico

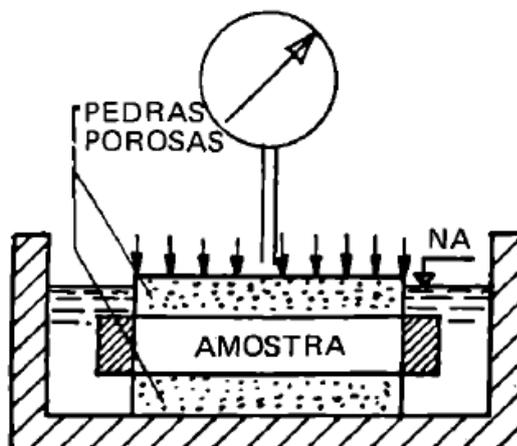
O ensaio edométrico simples tem o objetivo de obter os parâmetros de deformabilidade relacionados aos parâmetros de expansividade da amostra estudada com diferentes condições de umidade.

3.4.1 Célula Edométrica

Segundo a NBR 12007, a célula edométrica de adensamento se trata de um dispositivo que contém o corpo-de-prova. A mesma deve proporcionar meios para a aplicação de cargas verticais, a variação da altura do corpo-de-prova e sua eventual submersão.

Essa célula é formada por uma base rígida, um anel, que pode ser do tipo fixo (indeslocável) ou flutuante (deslocável), para conter o corpo-de-prova, pedras porosas e um cabeçote rígido de carregamento, além de um manômetro para medir a pressão aplicada. A célula descrita é mostrada na figura a seguir.

Figura 13 - Esquema da célula edométrica.



Fonte: Caputo, 1988.

3.4.2 Ensaios edométricos simples

O equipamento utilizado para os ensaios edométricos realizados neste trabalho é mostrado na figura a seguir.

Figura 14 - Equipamento utilizado para o ensaio edométrico.



Fonte: Do autor.

Após a preparação e a colocação da amostra no aparelho, é necessário instalar o extensômetro e aplicar uma pressão de assentamento na amostra (o valor da tensão varia com o tipo de solo). Por fim, zera-se o extensômetro, em média, cinco minutos após a aplicação da pressão.

O próximo passo é carregar o solo ensaiado com determinados valores de tensão vertical, em estágios, com valores de aproximadamente 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa, 1280 kPa. Ou seja, de forma que o próximo valor seja o dobro do anterior.

Para cada um dos estágios de carregamentos citados anteriormente, é preciso fazer leituras no extensômetro, de forma a obter a variação da altura do corpo-de-prova. As leituras são realizadas imediatamente antes do carregamento, o que configura o tempo zero, e em intervalos pré-estabelecidos (0,1; 0,25; 0,50; 1,0; 2,0; 4,0; 8,0; 15,0; 30,0; 60,0 min.).

É preciso efetuar o descarregamento em estágios da pressão no corpo-de-prova pelo menos três vezes. Durante o descarregamento é preciso realizar as leituras de variação da altura no extensômetro, as mesmas terminam quando não se observa mais variação da altura do corpo-de-prova.

Ao término de todo o procedimento do ensaio, é essencial proceder o enxugamento das superfícies expostas do corpo-de-prova com papel absorvente e determinar a massa. Por fim, determina-se a umidade final. Através dos resultados obtidos, é possível encontrar alguns parâmetros relacionados à amostra de solo estudada. Os principais são:

Índice de Vazios inicial: Relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas. Quanto menor for esse valor mais compactada está a amostra.

$$e_0 = \frac{\gamma_g}{\gamma_{si}} - 1 \quad (1)$$

Onde,

e_0 é o índice de vazios inicial;

γ_g é o peso específico real dos grãos;

γ_{si} é o peso específico aparente seco inicial.

Grau de Saturação inicial: O grau de saturação de um solo representa a porcentagem de água contida em seus vazios.

$$S_I = \frac{h_I \cdot \gamma_g}{e_o \cdot \gamma_A} \quad (2)$$

Onde,

S_I é o grau de saturação inicial;

h_i é o teor de umidade inicial;

γ_A é o peso específico da água.

Altura dos Sólidos:

$$H_s = \frac{H_i}{1+e_o} \quad (3)$$

Onde,

H_s é a altura dos sólidos;

H_i é a altura inicial do corpo de prova.

Índice de Vazios:

$$e = \frac{H}{H_s} - 1 \quad (4)$$

Onde,

e_o é o índice de vazios ao final de cada estágio;

H é a altura do corpo de prova ao final do estágio.

Grau de Saturação inicial:

$$S_F = \frac{h_F \cdot \gamma_g}{e_F \cdot \gamma_A} \quad (5)$$

Onde,

S_F é o grau de saturação final;

h_F é o teor de umidade final;

e_F é o índice de vazios final (último carregamento).

Índices de Compressibilidade: Esses índices representam as inclinações de retas ajustadas à curva $e \times \log \sigma_v$. O índice de compressão representa a inclinação da reta virgem, o índice de recompressão representa o trecho de tensões menores que a tensão de pré-adensamento e o índice de descarregamento representa a inclinação de uma reta ajustada ao trecho de descarregamento. O processo para encontrar os valores desses coeficientes é o mesmo, bem como a expressão, que é mostrada a seguir.

$$C_r = C_d = C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (6)$$

Onde,

C_r é o índice de recompressão;

C_d é o índice de descarregamento;

C_c é o índice de compressão;

e_1 e e_2 são os índices de vazios correspondentes a dois pontos pertencentes à reta de ajuste de cada trecho;

p_1 e p_2 são as pressões associadas aos respectivos valores de índices de vazios.

3.4.3 Preparação dos corpos de prova

Dois corpos de prova foram compactados no ponto ótimo apresentado no tópico anterior para uso em ensaios edométricos simples. A moldagem é na forma cilíndrica e apresenta as dimensões de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. A forma final de moldagem é mostrada na figura a seguir.

Figura 15 - Amostra de solo moldada na forma cilíndrica.



Fonte: Do autor.

Como já dito anteriormente, o solo foi moldado através do equipamento de compactação no ponto ótimo da própria curva de compactação. Assim, era de extrema importância manter a umidade dos corpos moldados, visto que o ensaio edométrico não foi feito no mesmo dia da moldagem. Para manter a umidade, utilizou-se de papel filme e papel alumínio, além de acondicionar os corpos em uma caixa térmica hermeticamente fechada, o que praticamente leva a troca de calor entre o corpo e o ambiente ao valor zero.

O processo seguiu a seguinte ordem: Depois de moldado, o corpo foi envolvido por papel filme (Figura 16a). Após isso, foi novamente envolvido, mas agora com papel alumínio (Figura 16b). Por fim, os dois corpos foram colocados dentro da caixa térmica.

Figura 16 - a) Corpo envolvido em papel filme. b) Corpo envolvido em papel alumínio.



Fonte: Do autor.

As dimensões do corpo de prova a ser utilizado no edômetro são menores do que as do corpo moldado através da compactação (7 cm de diâmetro por 2 cm de altura). Assim, é preciso fazer a moldagem desse corpo. Essa moldagem é feita fixando-se o próprio anel de ensaio do equipamento, visto que ele tem uma superfície afiada que permite esse processo. Como o diâmetro do cilindro da compactação é maior, procede-se com a retirada do excedente lateral, de forma a facilitar a retirada do corpo a ser ensaiado (Figura 17).

Figura 17 - Moldagem do corpo de prova.



Fonte: Do autor.

É preciso medir, como é de natureza do ensaio, a umidade inicial da amostra ensaiada. Para isso, se aproveitou o excedente a cada moldagem, colocando cada parte em diferentes recipientes e, após pesagem, todos os recipientes foram colocados na estufa. Na figura a seguir são mostrados as capsulas com as amostras para determinação da umidade, bem como o molde que foi ensaiado no edômetro finalizado.

Figura 18 - Capsulas e corpo de prova finalizado.



Fonte: Do autor.

O próximo passo foi montar a célula edométrica da mesma forma que foi descrita no item 3.4.1 deste trabalho, ou seja, utilizando pedra porosa inferior e superior, filtro de papel, além do cabeçote rígido que permitirá a aplicação da carga. A célula pronta para ser ensaiada é mostrada a seguir.

Figura 19 - Célula edométrica pronta para o ensaio.



Fonte: Do autor.

O último passo foi colocar a célula edométrica no equipamento em si, procedendo com a instalação e calibração do extensômetro. Essa etapa é a que merece mais atenção e mais cuidado, pois é fundamental para que as leituras de deformação apresentem o mínimo de desvio possível. Para essa etapa é possível até aplicar uma pequena carga, que serve apenas para manter o extensômetro em um “ponto zero” conhecido, permitindo todas as leituras posteriores.

Neste trabalho foram utilizados três corpos de provas, todos moldados segundo o padrão mostrado anteriormente. A diferença principal no ensaio entre eles foi a carga de inundação, pois era preciso determinar o valor da tensão de expansão, que requer essa condição. A tabela a seguir mostra em qual carga cada corpo foi inundado.

Tabela 3 - Corpos de prova e suas respectivas tensões de inundação.

Corpo de Prova	Tensão de Inundação (kPa)
01	160
02	80
03	20

Fonte: Do autor.

Devido ao pouco tempo e a falta de edômetros disponíveis para a realização desse trabalho, apenas no ensaio do corpo de prova 01 houve a fase de descarregamento.

3.4.4 Índices Físicos

Os índices físicos foram calculados para cada corpo de prova separadamente segundos as equações 1 a 5. Após isso, foram obtidas as médias para cada um. Os resultados são mostrados em forma de tabela a seguir.

Tabela 4 - Índices Físicos.

Índices Físicos	Resultado
Densidade inicial (g/cm³)	1,8313333
Densidade seca inicial (g/cm³)	1,5607816
Índice de Vazios Inicial	0,8080684
Altura de sólidos (cm)	1,1061528
Massa específica real (g/cm³)	2,822
Grau de Saturação Inicial (%)	60,536457

Fonte: Do autor.

Da Tabela 4, pode-se destacar o valor encontrado para a Densidade seca inicial das amostras. Esse valor já era esperado e confirmou que a amostra ensaiada estava compactada no ponto ótimo da curva de compactação (Figura 14). Outro dado que confirma esse resultado é o valor encontrado para a umidade inicial da amostra mostrada na tabela a seguir.

Tabela 5 - Cálculo da umidade inicial das amostras.

N° cápsula	Massa da cápsula (g)	Cápsula+solo úmido (g)	Cápsula+solo seco (g)	Umidade (%)
2k	19,71	72,18	64,44	0,1730382
007	13,62	57,69	51,15	0,1742606
W	14,45	56,34	50,17	0,1727324

Fonte: Do autor.

O cálculo para a obtenção da umidade aqui é igual ao utilizado no ensaio de compactação. A média das umidades mostrada na Tabela 5 é de 17,33%. Esse valor é não é exatamente os 18,00% do ponto de umidade ótima da curva de compactação, mas está satisfatoriamente próximo a ele e não compromete o resultado. Essa variação se dá pelo tanto próprio processo de compactação, em que ocorre a mistura e homogeneização de todo o solo a ser compactado, quanto pelo processo de moldagem do corpo de prova para a colocação no edômetro, em que as raspas laterais é que são separadas para irem à estufa.

3.4.5 Índices de Compressibilidade

Os índices de compressibilidade do solo estudado foram obtidos utilizando a equação 06. Para os índices de compressão e recompressão, obteve-se a média aritmética desses valores, chegando ao valor final e característico de cada um. Os valores do índice de compressão são mostrados na Tabela 6, bem como os de recompressão na Tabela 7.

Tabela 6 - Valores para o índice de compressão

Corpo de prova	Índice de compressão
01	0,232
02	0,212
03	0,207
Média	0,217

Fonte: Do autor.

Tabela 7 - Valores para o índice de recompressão.

Corpo de prova	Índice de recompressão
01	0,029
02	0,018
03	0,051
Média	0,033

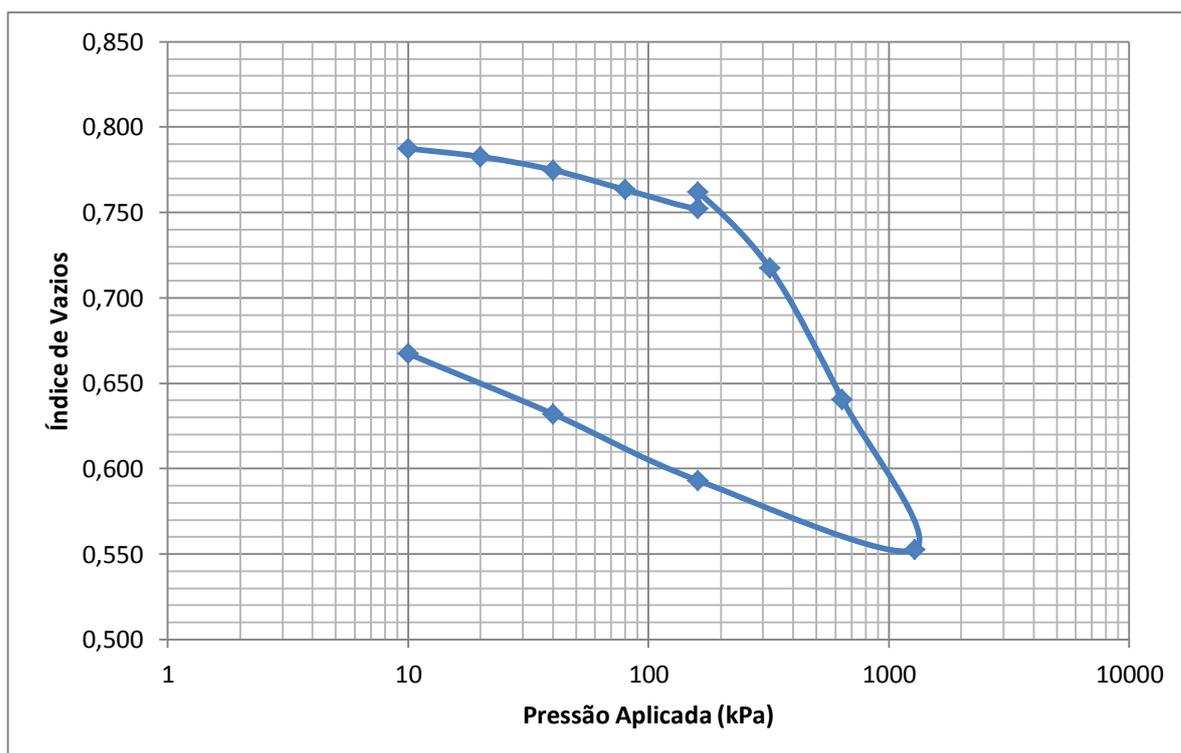
Fonte: Do autor.

Para o caso do índice de descarregamento, como só em uma amostra (corpo de prova 01) ocorreu essa etapa, o valor foi calculado apenas uma vez. O valor do índice de descarregamento foi de 0,062.

3.4.6 Curva Índice de vazios (e) x log Tensão vertical (σ_v)

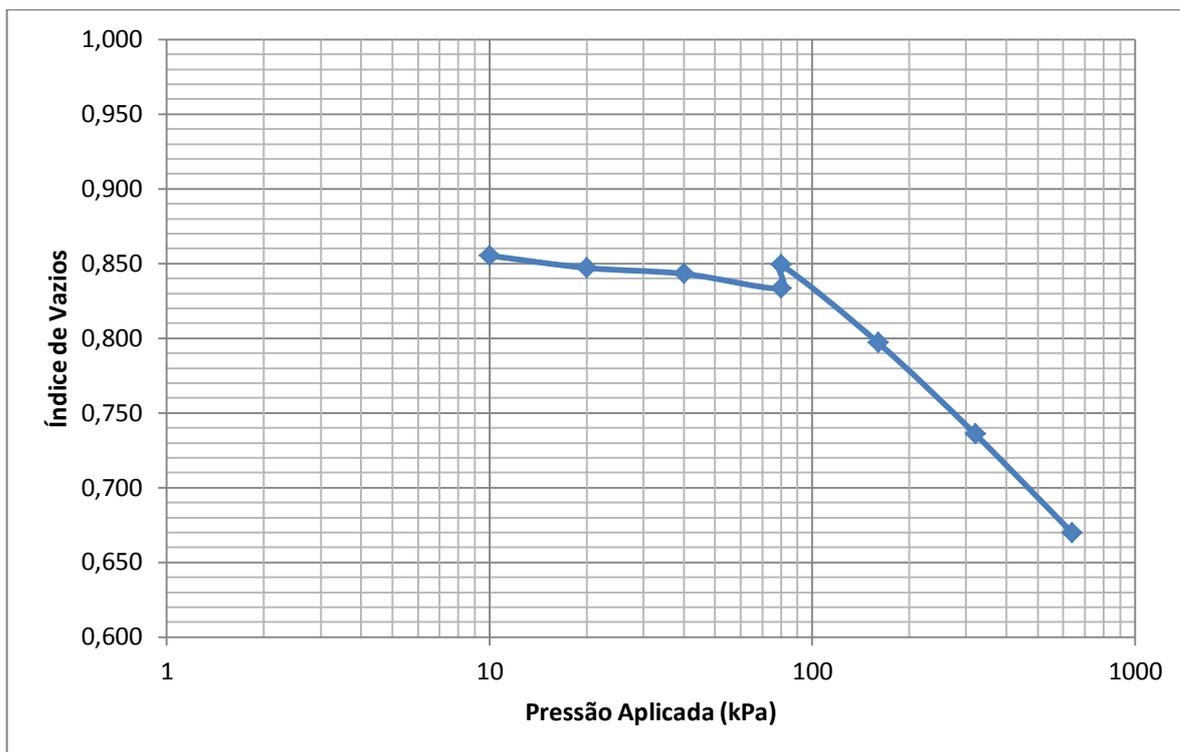
Seguindo a mesma ideia, a curva de variação do índice de vazios com o aumento da pressão aplicada foi feita para cada corpo de prova. Reforçando o que já foi dito anteriormente, apenas no ensaio com o corpo de prova 01 houve a fase de descarregamento. Os gráficos obtidos são mostrados nas figuras a seguir.

Figura 20 – Curva e x log (σ_v) para o corpo de prova 01.



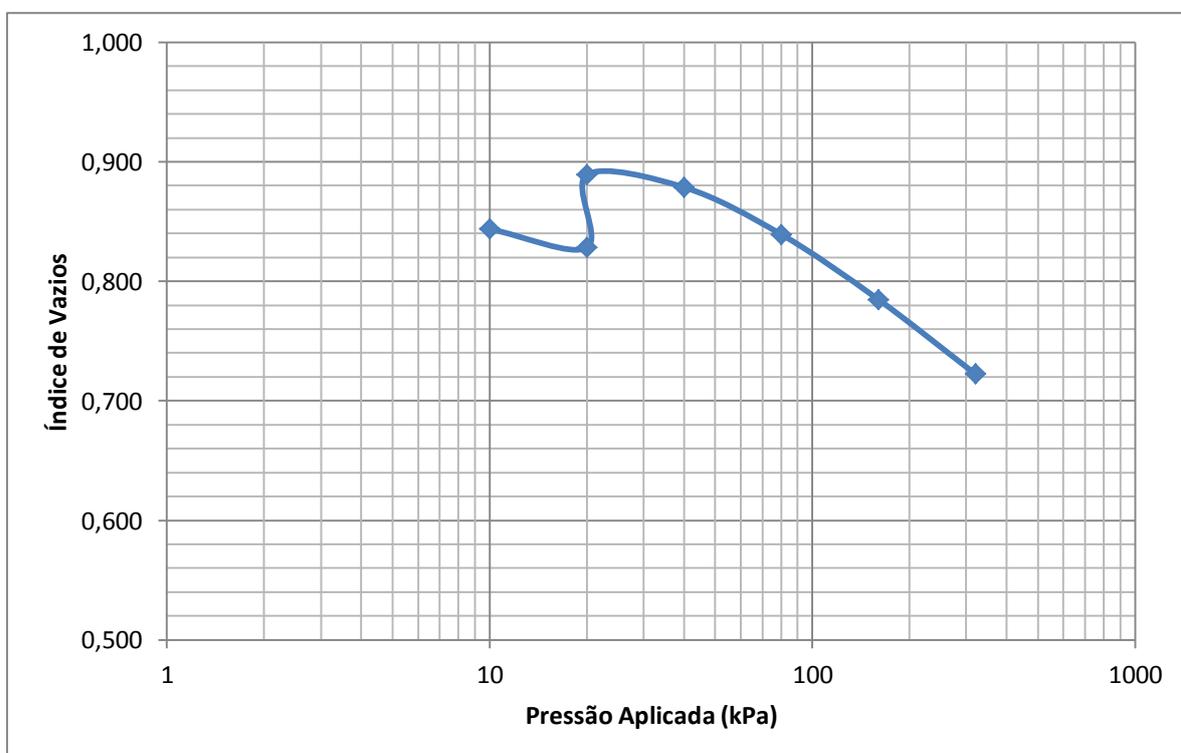
Fonte: Do autor.

Figura 21 - Curva e x $\log(\sigma_v)$ para o corpo de prova 02.



Fonte: Do autor.

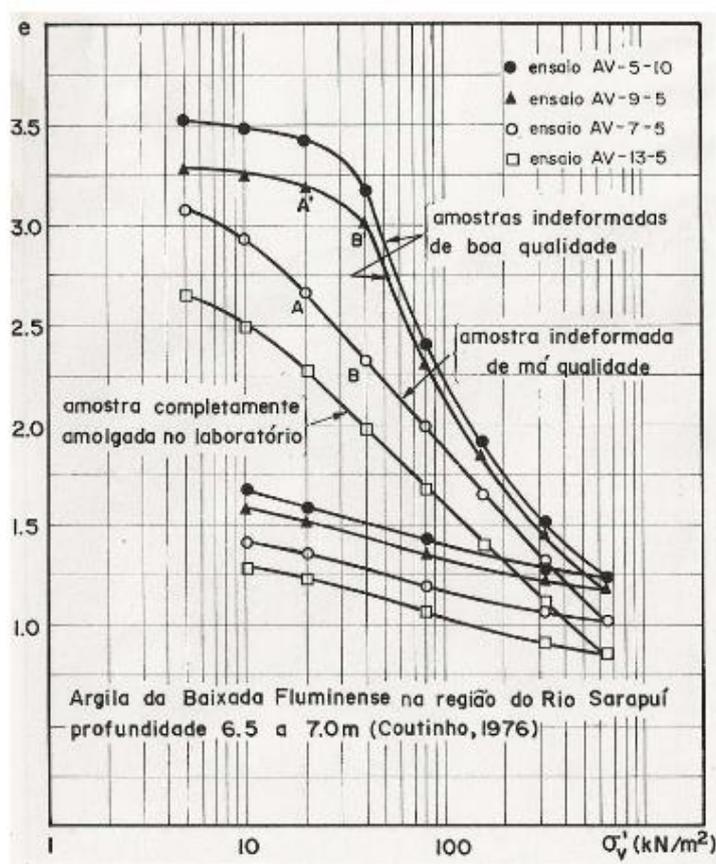
Figura 22 - Curva e x $\log(\sigma_v)$ para o corpo de prova 03.



Fonte: Do autor.

O trecho chamado de reta virgem é caracterizado por ter a forma de uma reta de inclinação contínua. Analisando os gráficos mostrados nas figuras anteriores, percebe-se facilmente onde cada reta virgem começa. Esse fato é importante porque revela a qualidade da amostra ensaiada. Coutinho (1976) apud Rodrigues (2014) estudou o efeito da qualidade das amostras na curva e $x \log P$. Mais precisamente, ele comparou resultados de amostras indeformadas de boa qualidade com amostras completamente amolgadas (Figura 24).

Figura 23 - Efeitos do amolgamento da amostra nas curvas de compressão edométrica.



Fonte: Coutinho (1976) apud Rodrigues (2014).

Logo, comparando a forma das curvas, dá para se concluir que as amostras ensaiadas estavam bem compactadas e que os resultados são consideráveis e característicos do solo estudado.

3.4.7 Tensão de Pré-adensamento

Chama-se de Tensão de pré-adensamento a tensão limite da curva de recompressão, o que corresponde ao estado de sollicitação a que esteve submetida anteriormente a camada de solo (Caputo, 1986).

Há dois métodos mais conhecidos para encontrar esse parâmetro. Um é o de Pacheco Silva e o outro é de Casagrande, que é um processo empírico baseado em resultados de inúmeros ensaios. O método escolhido para este trabalho foi o de Pacheco Silva, devido, principalmente, à facilidade. O procedimento é descrito a seguir.

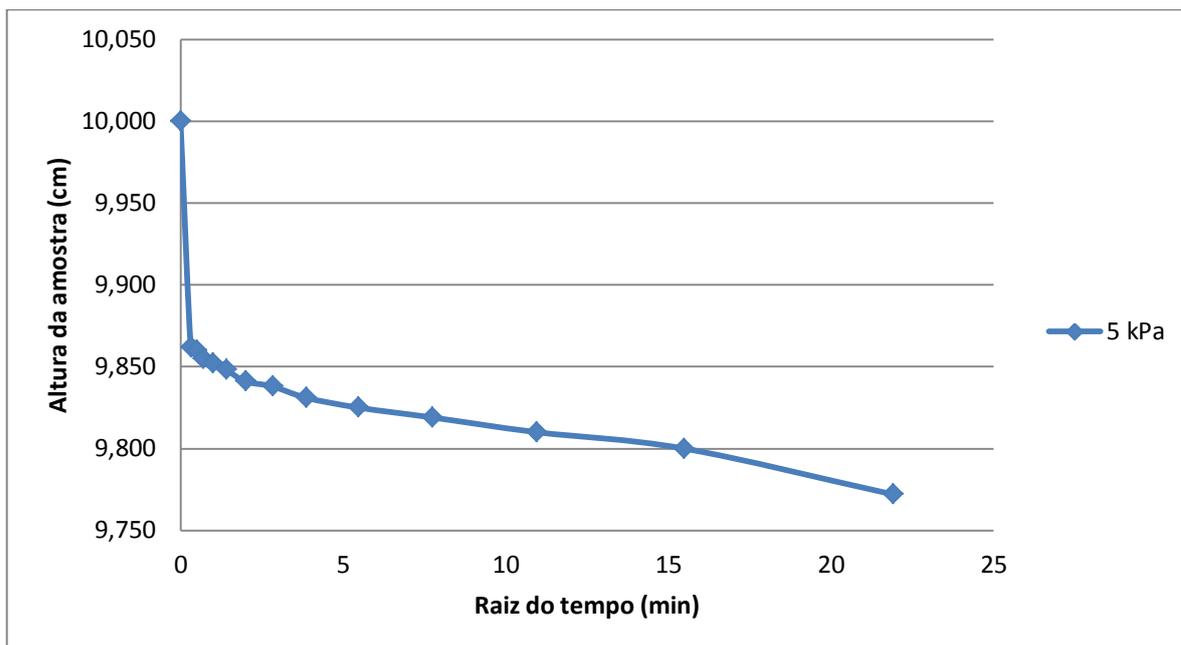
No gráfico e $x \log \sigma_v$, o primeiro passo é traçar uma reta horizontal de forma que ela passe pelo ponto que corresponde ao índice de vazios inicial. Após isso, prolonga-se a reta virgem até que ela se intercepte com a primeira reta desenhada. Pelo ponto de interseção, traça-se uma reta vertical até interceptar a curva. Por este último ponto traça-se mais uma reta horizontal até que ela intercepte o prolongamento da reta virgem feita anteriormente. Por fim, a abcissa deste ponto é que define a tensão de pré-adensamento.

Executando esse procedimento, apenas no gráfico do corpo de prova 01, visto que foi o mais completo, encontrou-se que a tensão de pré-adensamento tem o valor de, aproximadamente, 112 Kpa.

3.4.8 Deformação sob carregamento

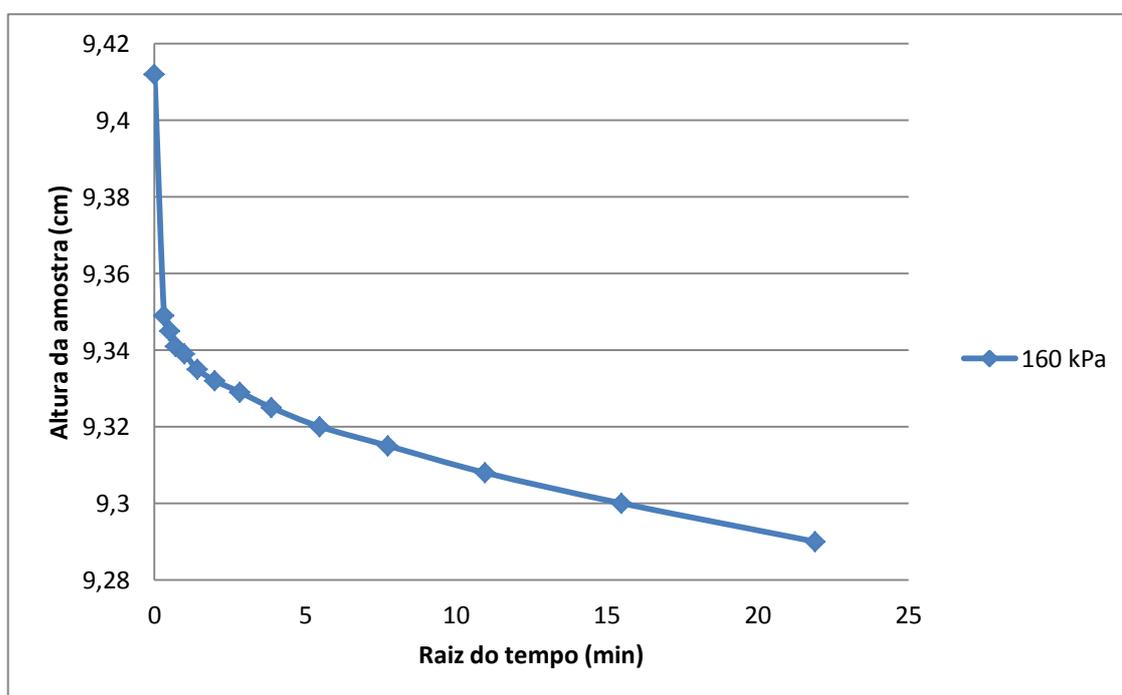
Como forma de exemplificar o comportamento do solo, neste item são apresentados gráficos que mostram a variação da altura do corpo de prova durante o ensaio. Foram selecionadas cargas variadas, sem nenhum critério principal e determinante. Todos os gráficos são referente ao corpo de prova 01.

Figura 24 - Adensamento para a carga de 5 kPa no corpo de prova 01.



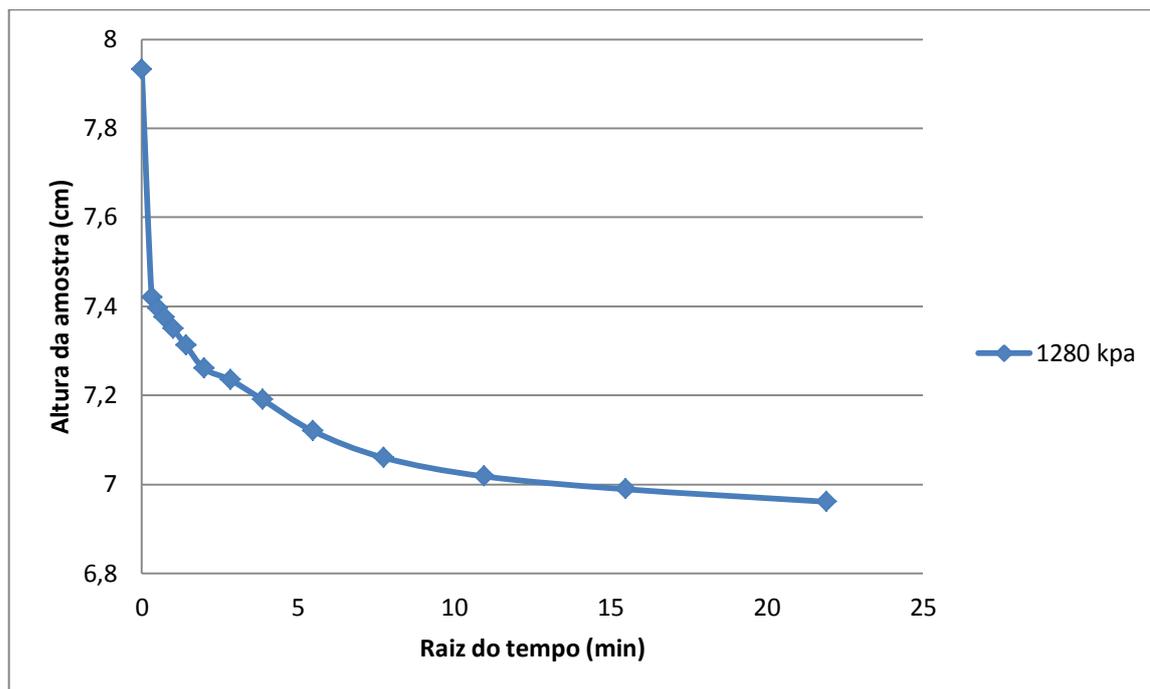
Fonte: Do autor.

Figura 25 - Adensamento para a carga de 160 kPa no corpo de prova 01.



Fonte: Do autor.

Figura 26 - Adensamento para a carga de 1280 kPa no corpo de prova 01.

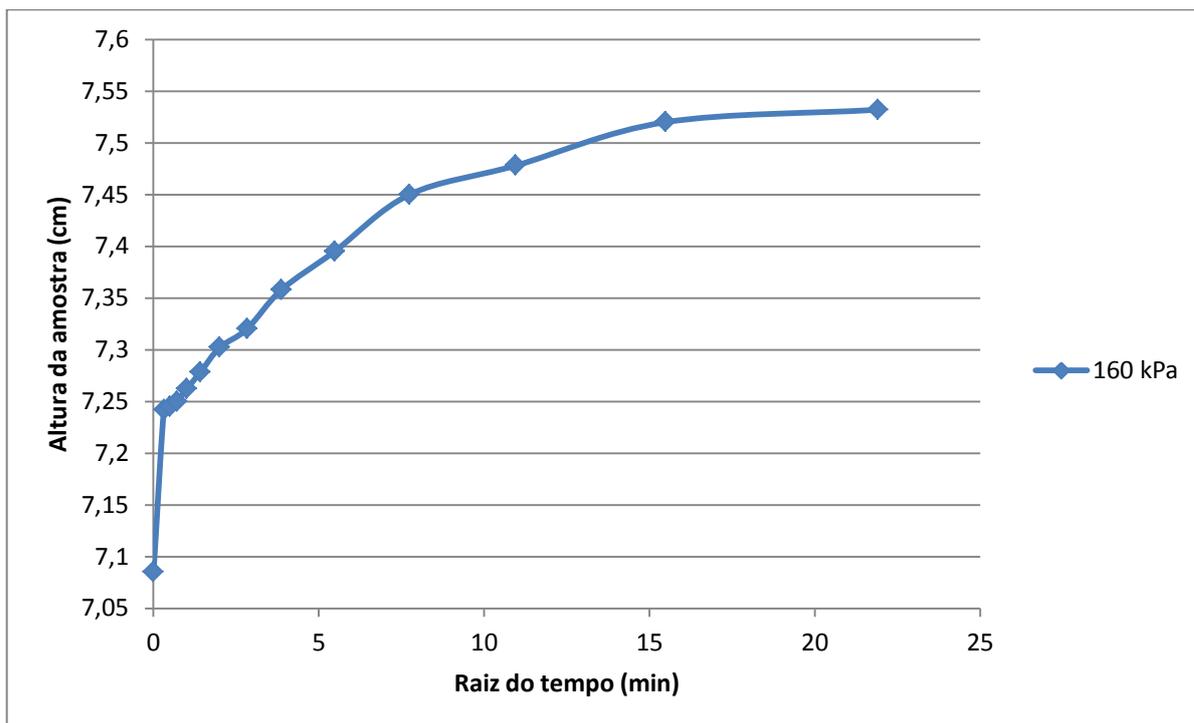


Fonte: Do autor.

Analisando os gráficos mostrados nas Figuras 24 a 26, percebe-se que o adensamento ocorre em maior intensidade no início de cada carregamento, devido à curva ser mais íngreme nesse trecho. Segundo Das (2007), quando um solo argiloso é submetido a uma tensão, o recalque elástico ocorre imediatamente (esse tipo de recalque é caracterizado pela não alteração da umidade do solo), mas o excesso de poropressão gerado pela carga se dissipa durante um longo período de tempo. Portanto, é natural que o recalque na argila continue ocorrendo mesmo depois que o recalque elástico aconteça.

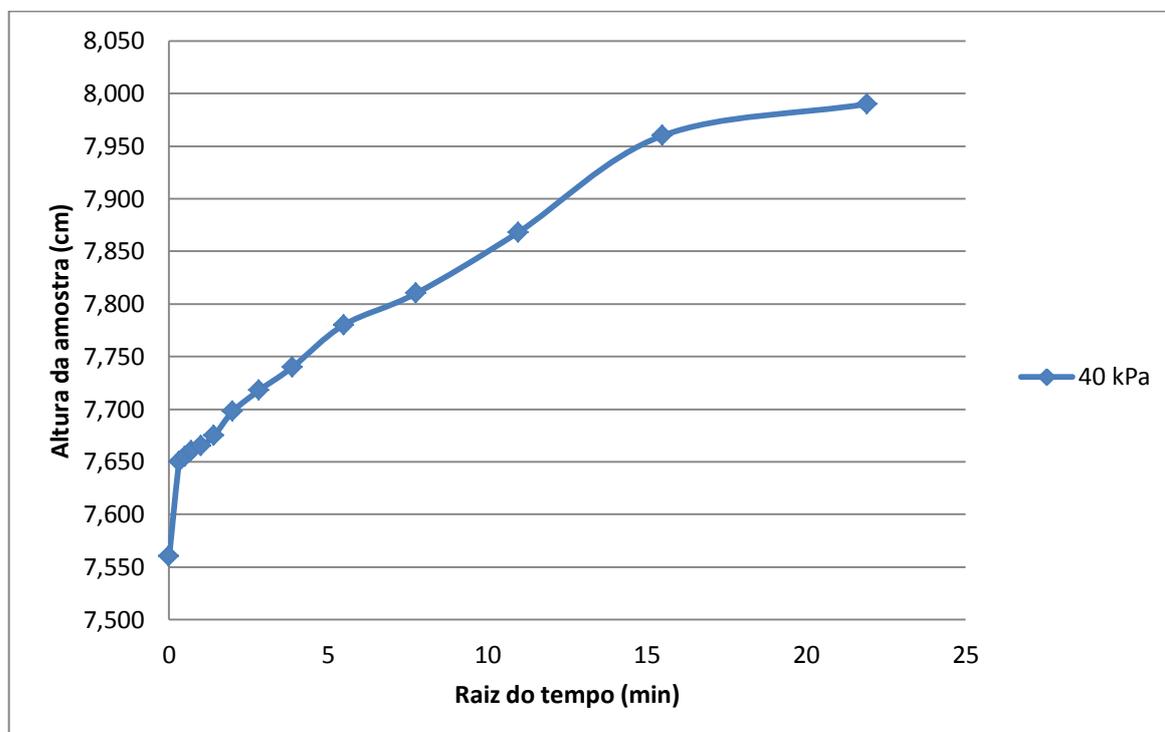
Como forma de ilustrar mais ainda o comportamento da amostra diante do carregamento, a seguir são apresentadas figuras com os gráficos de descarregamento, também para o corpo de prova 01.

Figura 27 – Descarregamento do corpo de prova 01 para a carga de 160 kPa.



Fonte: Do autor.

Figura 28 - Descarregamento do corpo de prova 01 para a carga de 40 kPa.



Fonte: Do autor.

À medida que se retira a carga de adensamento da amostra, como já era esperado, o solo volta a recuperar sua altura expandindo novamente. Obviamente, a amostra não voltará ao seu tamanho inicial mesmo que se retire toda a carga, visto que parte do adensamento é plástico. Esse fato pode ser explicado também pela acomodação das partículas nas parcelas do adensamento secundário, que ocorre, mesmo que em pouca intensidade, nesse tipo de ensaio.

Os gráficos mostrados nas Figuras 27 e 28 também confirmam o observado no gráfico mostrado na Figura 20, em que ficava evidente o aumento do índice de vazios na parte do descarregamento.

3.4.9 Tensão de Expansão

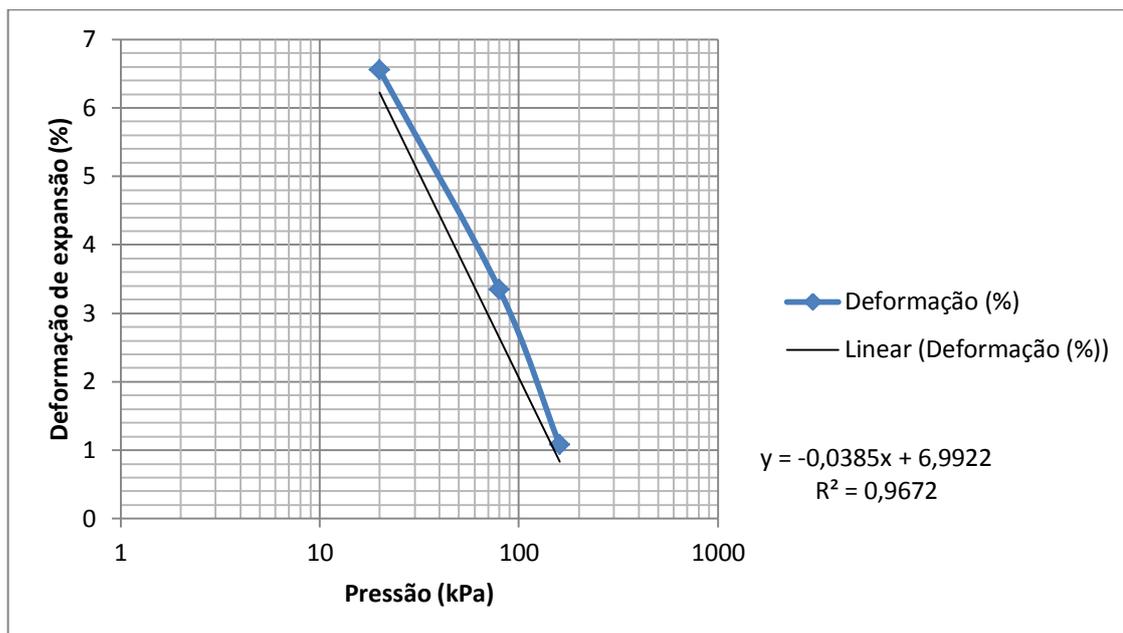
A tensão de expansão foi determinada pelo método de Expansão e Colapso sob carregamento. Segundo Ferreira (1995), esse método consiste em aplicar uma tensão no solo, esperar a consolidação e depois inundar o mesmo. Após isso, constrói-se um gráfico semi-logaritmo da tensão aplicada x deformação ocorrida. O valor da tensão de expansão será obtida por extrapolação e corresponderá ao ponto zero.

Esse método foi escolhido dentre os demais por permitir que se faça todo o carregamento e o descarregamento nas amostras em paralelo. Isso facilita tanto na questão do tempo de ensaio (que já é demorado naturalmente, 15 dias em média) quanto na questão de edômetros disponíveis.

3.4.9.1 Resultados para a Tensão de Expansão

O gráfico obtido nessa análise é mostrado a seguir.

Figura 29 - Gráfico Deformação de expansão x Log Pressão



Fonte: Do autor.

Igualando a equação da reta de regressão linear a zero, tem-se que o valor da tensão do solo é de, aproximadamente, 181,62 kPa. Comparando com o resultado encontrado por Paiva et al (2016), que foi de 180 kPa, pelo mesmo método, verifica-se que o valor é praticamente igual. Isso indica que a compactação do solo não altera o valor da tensão de expansão quando comparado com os resultados de amostras indeformadas.

3.4.10 Expansão Livre

A expansão livre é obtida colocando-se uma pequena carga na amostra e inundando depois, permitindo que o solo se expanda livremente. Esse valor é obtido em percentual e é o valor em que o processo de expansão se estabilizou. Segundo Ferreira (1995), as tensões mais utilizadas são 1 kPa, 7 kPa, 10 kPa.

Complementar a isso, segundo Chen (1965) apud Ferreira (1995), pode-se utilizar tensões de 50 kPa para amostras deformadas, ou seja, compactadas ou ressecadas ao ar.

Para que seja máxima, a expansão livre de um solo deve ser determinada com a menor tensão possível (Ferreira, 1995). Para o caso desse trabalho, a expansão livre foi determinada para o corpo de prova 3, em que a tensão aplicada antes da

inundação foi de 20 kPa. Outra forma de fazer e confirmar o resultado é utilizando a própria equação de regressão obtida no gráfico mostrado na Figura 29.

3.4.10.1 Resultados para a Expansão Livre

O valor da expansão livre foi de, aproximadamente, 6,6%.

Novamente comparando com o resultado obtido por Paiva et al (2016), percebe-se que o valor ficou um pouco distante, visto que o valor era de 10,70%. Isso é explicado pelo fato de em um ensaio se utilizar amostras deformadas e compactadas enquanto no outro se utiliza amostras indeformadas. A primeira condição faz com que o solo se expanda menos.

Pelo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973) apud Paiva et al (2016), esse valor de expansão livre caracteriza o grau de expansividade do solo como de médio a alto. Através de outras análises, Paiva et al (2016) chegou a conclusão que esse solo de Paulista tem alta expansividade.

4 CONCLUSÕES

O entendimento do comportamento dos solos não saturados ajuda na prevenção de diversos tipos de acidentes. Para esse entendimento, é necessário compreender e explorar toda a microestrutura do solo, assim se chega a explicação de cada fenômeno e a solução para cada problema que pode ocorrer devido a cada um. Mais a fundo, o entendimento de solos especiais como os solos expansivos só enriquece todo o processo, pois parte-se da ideia de um conhecimento completa o outro e serve de base para explicações futuras.

Pelos resultados apresentados, pode-se concluir que amostras compactadas, quando comparadas com amostras indeformadas, apresentam comportamento semelhante para a tensão de expansão, pois ambas apresentaram valores próximos a 180 kPa, mas comportamento diferente para a expansão livre, onde houve uma diferença de aproximadamente 4% na deformação de expansão.

Isso pode ser explicado pelo fato de o primeiro fator depender mais da natureza do solo, ou seja, das partículas que o formam, enquanto o segundo parâmetro depende mais da condição em que o solo se encontra e da quantidade de índice de vazios.

Pelas curvas de adensamento mostradas percebe-se que não houve almogamento da amostra, o que é um ponto muito positivo na análise dos resultados.

A utilização de amostras compactadas levou a pequenos valores de índice de compressão, o que também reforça que amostras nesse estado tendem a deformar menos, como já é esperado.

Por fim, percebe-se o quanto os ensaios edométricos são amplos e importantes para a caracterização do comportamento de um solo, principalmente quando esse tem suas condições naturais de campo alteradas (sobrecarga, mudança de umidade, etc.).

REFERÊNCIAS

- AMORIM, S. F. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE)**. Tese de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 – Solo: Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180 – Solo: Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181 – Solo: Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604 – Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.
- BARBOSA, V. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações – Fundamentos**. 6° Ed. Volume 1. Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 1988.
- DAS, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. Tradução da 6° Ed. Norte americana. Thomson Learning, 2007.
- FERREIRA, S. R. M. **Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação**. Tese de Doutorado. COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1995.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. **Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e de campo**. Revista Solos e Rochas. Vol. 16, N° 4, p. 245-253. 1993.
- FERREIRA, S. R. M. **Solos Expansivos do Estado de Pernambuco**. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, p. 79-88, 2007.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. **Stress state variables for unsaturated soils**. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE., v.103, gt.5, p. 447-466, 1977.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soil**. New York: John Wiley & Sons, 1993.
- FREITAS NETO, O. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Não Saturado com Medida Direta de Sucção**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008.
- MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola

de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2005.

MOTTA, E. Q. **Análise do colapso de um solo compactado devido à inundação e à interação solo-líquido contaminante.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2006.

PAIVA, S. C. MORAIS, J. J. O. VIANA, R. B. PINTO M. G. V. P. FERREIRA, S. R. M. **Caracterização da expansividade de um solo natural e tratado com cal do município de Paulista – PE.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Belo horizonte – MG, Brasil. 2016.

RODRIGUES, N. L. **Comparação entre os ensaios de adensamento realizados em equipamento convencional e em equipamento de DSS em argila mole.** Trabalho de Conclusão de Curso. Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2014.

SANTOS, G. M. **Estudo do comportamento histerético de uma argila expansiva não-saturada.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2008.

SILVA, M. J. R. **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina: cartas de suscetibilidade.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2003.

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso).** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. 2004.

TEIXEIRA, M. M. C. A. D. **Modelagem hidro-mecânica dos solos colapsíveis de Petrolândia.** Tese de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2006.

VALEJOS, C. V. BAZAN, H. W. D. LOYOLA, J. M. T. CECCON, T. A. **Cálculo de ensaios laboratoriais de mecânica dos solos.** Departamento de construção civil. Universidade Federal do Paraná. 2005.

VALENÇA, J M. M. S. **Aplicação de um modelo constitutivo para a análise das deformações em um solo compactado não saturado.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Engenharia Civil. 2002.