



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Gabriel Donato Bossonaro

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO POR MEIO DE UM ESTUDO
DE CASO LOCALIZADO NA QUADRA 107 NORTE EM PALMAS-TO

Palmas – TO

2017

Gabriel Donato Bossonaro

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO POR MEIO DE UM ESTUDO
DE CASO LOCALIZADO NA QUADRA 107 NORTE EM PALMAS-TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientadora: Prof^ª. Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia.

Palmas – TO

2017

Gabriel Donato Bossonaro

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO POR MEIO DE UM ESTUDO
DE CASO LOCALIZADO NA QUADRA 107 NORTE EM PALMAS-TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e
apresentado como requisito parcial para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientadora: Prof^a. Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia.

Aprovado em: 14 / 11 / 2017

BANCA EXAMINADORA



Prof^a. Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia

Orientadora

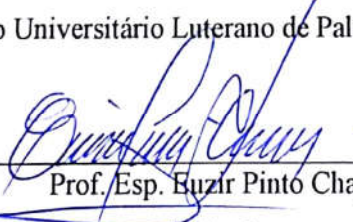
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. MSc. Edivaldo Alves dos Santos

Avaliador Interno

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas

Avaliador Interno

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas - TO

2017

RESUMO

BOSSONARO, Gabriel Donato. **Avaliação do potencial de colapso do solo por meio de um estudo de caso localizado na quadra 107 Norte em Palmas-TO.** 2017. 75 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2017.

Solo colapsível é um tipo de solo que possui uma estrutura temporariamente resistente, mas que, quando é submetido a um aumento da quantidade de água, perde bruscamente sua capacidade estrutural, sem que necessariamente tenha havido aumento das cargas aplicadas sobre ele, em função de uma redução do seu índice de vazios, podendo ocasionar danos significativos em obras de engenharia, caso não seja identificado previamente. O presente trabalho tem como foco determinar o potencial de colapso do solo por meio de um estudo de caso localizado na Quadra 107 Norte, no município de Palmas/TO, analisando os critérios envolvidos, de forma qualitativa e quantitativa. Para a execução dos ensaios de caracterização geotécnica e o ensaio edométrico simples (com inundação das amostras a uma tensão de 200 KPa) foram coletadas amostras indeformadas e deformadas a 1 metro de profundidade em campo. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica classificaram as amostras de solo como areias argilosas de elevados índices de vazios e baixos graus de saturação. Na análise qualitativa, a maior parte dos critérios utilizados deram indicativo de material colapsível em função dos índices físicos do solo. A análise quantitativa classificou o solo como colapsível de risco problemático segundo os critérios de Jennings e Knight (1975) e colapsível moderado para critério Lutenecker & Sabar (1988). Os resultados encontrados confirmam, pois, a importância do estudo da colapsividade dos solos na região, gerando importantes dados aos projetos de obras de engenharia, em especial para os de fundações.

Palavras-chave: Solo colapsível. Potencial de colapso. Critérios de identificação. Análise qualitativa. Análise quantitativa.

ABSTRACT

BOSSONARO, Gabriel Donato. **Assessment of soil collapse potential by means of a case study located at 107 North block in Palmas-TO.** 2017. 75 f. Course Completion Work (Undergraduate) – Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas/TO, 2017.

Collapsible soil is a type of soil that have a temporarily resistant structure, but when it is submitted to an increase in the amount of water, abruptly loses its structural capacity, without necessarily having increased loads applied on it, due to a reduction of its void index, and may cause significant damage to engineering works, if not previously identified. The present work aims to determine the potential of soil collapse by means of a case study located at 107 North block, in the city of Palmas / TO, analyzing the involved criteria in a qualitative and quantitative way. In order to perform the geotechnical characterization tests and the simple edometric test (with flooding of the samples at a tension of 200 KPa) undisturbed and deformed samples were collected at 1 meter depth in the field. The results of the geotechnical characterization tests classified the soil samples as clayey sands with high voids indexes and low saturation levels. In the qualitative analysis, most of the used criteria gave an indicative of collapsible material through the physical soil indexes. The quantitative analysis classified the soil as collapsible with problematic risk according to Jennings and Knight (1975) and moderate collapsible by the criteria of Lutenegeger & Saber (1988). The results thus confirm the importance of the study of soil the collapses in the region, generating important data for engineering works, especially for foundations.

Key-words: Collapsible soil. Potential for collapse. Identification criteria. Qualitative analysis. Quantitative analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Classificação unificada dos solos.....	20
Figura 2 – Classificação AASHTO	21
Figura 3 – Gráfico de envoltórias de resistência para solos não saturados.....	24
Figura 4 – Colapso causado pela elevação do nível d'água.....	25
Figura 5 – Solos colapsíveis no Brasil.....	27
Figura 6 – Arranjo estrutural de grãos de areia e vínculos de silte	28
Figura 7 – Arranjo estrutural de grãos de areia e vínculos de argila	28
Figura 8 – Arranjo estrutural com grãos de areia e contrafortes de argila.....	29
Figura 9 – Arranjo estrutural com grãos de areia e vínculos de argila devido a <i>mud flow</i>	29
Figura 10 – Arranjo estrutural devido à capilaridade	30
Figura 11 – Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples.....	33
Figura 12 – Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples com inundação a 200 KPa.....	34
Figura 13 – Curva típica do ensaio duplo edométrico	36
Figura 14 – Quadra 107 Norte, Palmas – TO.....	38
Figura 15 – Pontos de coleta na quadra 107 Norte, Palmas – TO.....	38
Figura 16 – Escavação do ponto de coleta	39
Figura 17 – Retirada da amostra indeformada	40
Figura 18 – Aparelho Casagrande	44
Figura 19 – Modelação da amostra.....	45
Figura 20 – Etapas do ensaio de massa específica	47
Figura 21 – Prensa de adensamento.....	49
Figura 22 – Gráfico de curva granulométrica da Amostra 1	53
Figura 23 – Gráfico de curva granulométrica da Amostra 2.....	54
Figura 24 – Gráfico de curva de determinação do limite de liquidez da Amostra 1	55
Figura 25 – Gráfico de curva de determinação do limite de liquidez da Amostra 2	56
Figura 26 – Gráfico tempo-deformação durante o adensamento da Amostra 1.....	59
Figura 27 – Gráfico de compressibilidade da Amostra 1.....	59
Figura 28 – Gráfico tempo-deformação durante o adensamento da Amostra 2.....	60
Figura 29 – Gráfico de compressibilidade da Amostra 2.....	60
Quadro 1 – Demonstrativo dos índices físicos	32

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de A e B na classificação de AASHTO, segundo a granulometria do solo	21
Tabela 2 – Potencial de colapso, segundo Jennings e Knight (1975).....	34
Tabela 3 – Potencial de colapso, segundo Lutenegeger & Saber (1988)	35
Tabela 4 – Ensaio de caracterização geotécnica	52
Tabela 5 – Solos que foram classificados como colapsíveis.....	56
Tabela 6 – Critérios baseados nos índices físicos (Amostra 1).....	57
Tabela 7 – Critérios baseados nos índices físicos (Amostra 2).....	58
Tabela 8 – Critérios baseados no ensaio edométrico (Amostra 1)	61
Tabela 9 – Critérios baseados no ensaio edométrico (Amostra 2)	61

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
K1	Coefficiente de Colapsibilidade
K	Coefficiente de Subsistência
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
PC	Potencial de Colapso
I	Potencial de Colapso
SUCS/USCS	Unified Soil Classification System

LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES

H_{ai}	Altura do corpo de prova antes da inundação.
H_s	Altura dos sólidos
H_o	Altura inicial do corpo de prova
H	Altura do corpo de prova ao final de cada estagio
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo.
cm	Centímetro
g	Gramma
Sr	Grau de saturação
$^{\circ}\text{C}$	Graus celsius
h	Hora
e	Índice de vazios ao final de cada estagio
e_L	Índice de vazios (amolgado) correspondente ao limite de liquidez
e_0	Índice de vazios natural ou inicial
e_i	Índice de vazios inicial antes da inundação
c'	Intercepto de coesão efetiva
>	Maior que
δ	Massa específica dos grãos
γ_a	Massa específica da água
δT	Massa específica da água na temperatura T de ensaio
γ_s	Massa Específica seca
γ_d	Massa Específica natural
γ_{sat}	Massa Específica saturada
γ_{sub}	Massa Específica submersa
<	Menor que
m^3	Metro cúbico
m^2	Metro quadrado
mm	Milímetro
min	Minuto
#	Numeração da peneira
X	Parâmetro do grau de saturação.
%	Porcentagem
u_a	Pressão no ar do solo
u_w	Pressão na água do solo;
Kg	Quilograma

KPa	Quilopascal
S	Resistência ao cisalhamento;
σ	Tensão cisalhante
σ'	Tensão efetiva
Wsat	Teor de umidade (100 % saturado)
w ₀	Umidade natural
Δ_{ec}	Varição do índice de vazios pela inundação
Δ_e	Varição do índice de vazios pela inundação
ΔH_c	Varição da altura do corpo de prova pela inundação
ΔH_i	Varição da altura do corpo de prova pela inundação

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA	15
1.2	OBJETIVOS	16
1.2.1	Objetivo Geral	16
1.2.2	Objetivos Específicos	16
1.3	JUSTIFICATIVA	17
2	REFERENCIAL	18
2.1	SOLOS NA ENGENHARIA CIVIL	18
2.2	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	18
2.2.1	Sistema de Classificação Unificada do Solo (SUCS ou USCS – Unified Soil Classification System)	19
2.2.2	AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)	20
2.3	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS	22
2.3.1	Tensões nos Solos	22
2.3.2	Resistência ao Cisalhamento	23
2.3.3	Adensamento	24
2.4	SOLOS COLAPSÍVEIS	25
2.4.1	Ocorrência	26
2.4.2	Mecanismos de colapso	27
2.4.2.1	Colapso devido à redução de forças eletromagnéticas	28
2.4.2.2	Colapso devido à diminuição das pressões capilares	30
2.4.2.3	Colapso devido à destruição do elemento cimentante	31
2.4.3	Identificação dos solos colapsíveis	31
2.4.3.1	Critérios baseados nos índices físicos e Limites de Atterberg	31
2.4.3.2	Ensaio Edométrico	33
2.4.3.2.1	<i>Ensaio Edométrico Simples</i>	33
2.4.3.2.2	<i>Ensaio Edométrico Duplo</i>	35
2.4.3.2.3	<i>Ensaio Edométrico Com Sucção Controlada</i>	36
2.4.4	Efeitos e impactos do colapso	37
3	METODOLOGIA	38
3.1	LOCALIZAÇÃO	38
3.2	PROCEDIMENTO DE AMOSTRAGEM	39
3.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	40

3.3.1	Ensaio de Granulometria	41
3.3.2	Ensaio de Umidade	42
3.3.3	Limites de Atterberg	43
3.3.4	Determinação da massa específica	46
3.3.5	Ensaio Edométrico	48
3.3.6	Índices físicos	49
3.4	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	51
3.5	APLICAÇÃO DE CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS E LIMITES DE ATTERBERG PARA ESTIMAR O POTENCIAL DE COLAPSO	51
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	52
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	52
4.1.1	Ensaio de umidade	53
4.1.2	Ensaio de granulometria	53
4.1.3	Limites de consistência e Índices físicos	55
4.2	CLASSIFICAÇÃO SUSC E AASHTO	57
4.3	APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS	57
4.4	ENSAIO EDMÉTRICO SIMPLES	58
4.4.1	Potencial de colapso em função do ensaio edométrico simples	61
5	CONCLUSÃO	62
	REFERÊNCIAS	64
	APÊNDICES	68

1 INTRODUÇÃO

Com a evolução da indústria da construção civil, se torna cada vez mais necessário analisar os tipos de solo, suas características e seus comportamentos para que, quando submetidos à determinadas variações, sejam capazes de suportar as tensões que lhe serão aplicadas.

Cada tipo de solo, ao receber um carregamento, apresentará diferentes graus de deformação até que se estabilize. Tal fato dependerá das tensões nele aplicadas, das condições de umidade, das variações climáticas e de suas características. No entanto, alguns solos não saturados, quando estão em contato com a água, apresentam redução de volume pela alteração do índice de vazios. Esse umedecimento induz o fenômeno denominado de colapso.

Conforme explanado por Lollo (2008), esses solos, antes de entrarem em contato com a água, possuem fatores que garantem uma resistência temporária, caracterizada por forças eletromagnéticas e superfície, a sucção e a presença de alguma substância cimentante, como óxidos de ferro e os carbonatos, a qual é interrompida quando ocorrem alterações na sucção por umedecimento, mudanças no estado de tensões e mudanças do equilíbrio eletromagnético e das ligações cimentantes.

Determinadas regiões do globo terrestre apresentam condições para o desenvolvimento de solos colapsíveis. A sua ocorrência está associada a locais onde existe deficiência hídrica, com baixos volumes de chuvas ao decorrer do ano, característica esta observada no município de Palmas/TO.

Portanto, o colapso pode surgir pela lixiviação de finos das camadas superficiais nas regiões onde se alternam estações secas e de precipitações intensas, originando solos de elevada porosidade, bem como pela deficiência de umidade que se desenvolve em regiões áridas e semiáridas (VILAR et al., 1981).

Em zonas urbanas, o colapso dos solos pode estar ligado, ainda, aos rompimentos de tubulações enterradas de água e de esgoto doméstico. Porém, há casos particulares em que ao se adotar mecanismos de prevenção o colapso pode ser detectado antecipadamente e, portanto, acompanhado (RODRIGUES, 2013).

De acordo com a granulometria, pode-se afirmar que a grande parte dos solos colapsíveis se inclui no grupo dos solos arenosos. Contudo, existem casos de colapso em determinados solos de textura argilosa, especialmente se as partículas se encontrarem no estado floculado, segundo estudo mencionado por Lollo (2008).

O comportamento colapsível de um solo gera inúmeros problemas nas fundações, na alvenaria, sejam eles estruturais ou não, causando recalques e conseqüentemente trincas e rachaduras nas paredes.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

É possível que em determinadas quadras do plano diretor do município de Palmas/TO existam solos com considerável potencial de colapso em função das características que levam à sua formação, podendo ocasionar patologias nas estruturas, as quais geram tensões sobre os respectivos solos.

Diante desse quadro, como determinar o potencial de colapso do solo por meio de um estudo de caso localizado na Quadra 107 Norte? Se positivo o resultado, qual seria o potencial de colapso do solo nessa quadra?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Determinar o potencial de colapso do solo por meio de um estudo de caso localizado na Quadra 107 Norte, localizada no município de Palmas/TO, utilizando o ensaio edométrico.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar e classificar o solo através de análises laboratoriais.
- Identificar o potencial de colapso por meio de critérios qualitativos.
- Realizar o ensaio edométrico de amostras indeformadas com o intuito de quantificar o potencial de colapso apresentado pelo solo.

1.3 JUSTIFICATIVA

A importância prática desta pesquisa científica consiste no estudo do fenômeno denominado colapso e na identificação de um possível potencial da Quadra 107 Norte, localizada no plano diretor do município de Palmas/TO, bem como apresentar o mencionado fenômeno, sendo que para tal análise serão realizados ensaios laboratoriais de amostras do solo.

O conhecimento acerca da qualidade do solo, ou seja, se este estará sujeito ou não a colapso, é imprescindível para a formalização de um projeto e para a execução de obras de engenharia, em função de que o referido estudo contribui para a confiabilidade e viabilidade técnica de possíveis soluções para que esses solos não gerem patologias futuras na edificação.

2 REFERENCIAL

2.1 SOLOS NA ENGENHARIA CIVIL

A necessidade de o homem trabalhar com os solos para a construção encontra sua origem em um passado distante. Os problemas de fundações e de obras de terra podem ter surgido juntamente com as grandes construções, dentre elas as pirâmides do Egito, os templos da Babilônia, a Grande Muralha da China, os aquedutos e as estradas do Império Romano (PINTO, 2006).

Os solos são resultados do intemperismo das rochas, da desintegração mecânica pela ação de fatores externos como água, temperatura, vegetação e vento (dando origem aos pedregulhos e areias até mesmo os siltes e somente em condições especiais, as argilas) ou decomposição química, onde o principal fator é a água e os mecanismos principais de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação (dos quais as argilas são produtos finais dessa decomposição). Normalmente, tais processos atuam simultaneamente em determinados locais e condições climáticas, de maneira que um deles pode ter predominância sobre o outro (PINTO, 2006).

Na engenharia civil, a maioria das obras se apoiam sobre ou no interior da crosta terrestre e os materiais que a formam são, eles mesmos, sob tal ponto de vista, materiais de construção. Além disso, podem também ser utilizados nas próprias obras como materiais de empréstimo para construções civis (VARGAS,1977).

Do ponto de vista técnico, o termo solo remete a materiais da crosta terrestre que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados, e utilizados na obra da engenharia civil. Tais materiais reagem sob as fundações e atuam sobre os arrimos e coberturas, deformam-se e resistem a esforços nos aterros e taludes, influenciando as obras segundo suas propriedades e comportamentos (VARGAS,1977).

2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação do solo é essencial para a engenharia diante da necessidade de se entender o seu comportamento quando solicitado nos diferentes tipos de obras.

Existem diversas classificações do solo que devem ser utilizadas com atenção a suas limitações. Isso acontece porque algumas delas foram elaboradas para atender uma utilização específica do solo (diferentes usos exigem, diferentes solicitações).

As classificações dos solos mais usuais são: a Unificada, Unified Soil Classification System (SUCS ou USCS), e o sistema de classificação dos solos proposto pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

2.2.1 Sistema de Classificação Unificada do Solo (SUCS ou USCS – Unified Soil Classification System)

A Classificação Unificada foi proposta em 1942 por Arthur Casagrande. Este sistema é voltado à utilização na construção de aeroportos, sendo adotado pelo *U.S. Corps of Engineers*. Com o passar do tempo, passou também a ser utilizado em barragens e outras obras geotécnicas (LOLLO,2008).

O sistema USCS possui como parâmetros para definir uma classificação dos solos a granulometria e os limites de Atterberg (LL e IP), além da presença de material orgânico. Os solos são representados por duas letras, sendo que a primeira se refere à granulometria e a segunda à plasticidade (LOLLO,2008).

Nesse sistema, os solos são classificados em três grupos. No grupo 1 se encontram os solos grossos, onde grande parte dos grãos tem diâmetro maior que 0,074 mm (são retidos na peneira nº 200 mais da metade dos seus grãos), se enquadrando os pedregulhos, as areias e os solos pedregulhosos ou arenosos com pouco material fino (silte ou argila).

Pedregulhos ou solos pedregulhosos: GW, GC, GP e GM

Areias ou solos arenosos: SW, SC, SP e SM

Onde as letras representam: G gravel (pedregulho), S sand (areia), C clay (argila), W well graded (bem graduado), P pure (mal graduado), M (silte).

No grupo 2 estão os solos finos, onde a grande parte dos grãos tem diâmetro menor que 0,074 mm, que são os siltosos ou argilosos de baixa compressibilidade ($LL < 50$) ou alta compressibilidade ($LL > 50$).

Solos de baixa compressibilidade: ML, CL e OL

Solos de alta compressibilidade: MH, CH e OH

Onde as letras representam: O organic (orgânico), L low (baixa), H high (alta).

Já no grupo 3 estão as turfas, solos muito orgânicos, geralmente fibrilares e altamente compressíveis, representadas pelo prefixo Pt. O quadro da ilustração a seguir (Figura 1) resume essa forma de classificação e as propriedades dos diferentes tipos de solos, conforme se observa:

Figura 1 – Classificação unificada dos solos

Critérios para atribuição dos símbolos de grupo				Símbolo de grupo
Solos grossos Mais de 50% de material retido na peneira Nº 200	Pedregulhos Mais de 50% da fração grossa retida na peneira Nº 4	Pedregulhos Puros	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% de grãos finos ^a	$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3^c$	GP
	Areias 50% ou mais da fração grossa passam na peneira Nº 4	Pedregulhos com Finos	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	GM
		Mais de 12% de grãos finos ^{a,d}	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	GC
		Areias Puras	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% de finos ^b	$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3^c$	SP
Areias com Finos	Mais de 12% de finos ^{b,d}	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	SM	
		$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	SC	
Solos finos 50% ou mais passam na peneira Nº 200	Siltes e argilas Limite de Liquidez inferior a 50	Inorgânico	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2) ^e	CL
		Orgânico	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2) ^e	ML
	Siltes e argilas Limite de liquidez 50 ou superior	Inorgânico	$\frac{\text{Limite de liquidez - seco em estufa}}{\text{Limite de liquidez - não seco}} < 0,75$; veja a Figura 4.2; zona OL	OL
			IP representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	CH
		Orgânico	IP representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	MH
			$\frac{\text{Limite de liquidez - seco em estufa}}{\text{Limite de liquidez - não seco}} < 0,75$; veja Figura 4.2; zona OH	OH
Solos Altamente Orgânicos	Matéria primariamente orgânica, de cor escura e odor orgânico			Pt

^a Pedregulhos com 5 a 12% de finos requerem os símbolos duplos: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
^b Areias com 5 a 12% de finos requerem os símbolos duplos: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.
^c $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$
^d Se $4 \leq IP \leq 7$ e é representado na área hachurada na Figura 4.2, use o símbolo duplo GC-GM ou SC-SM.
^e Se $4 \leq IP \leq 7$ e é representado na área hachurada na Figura 4.2, use o símbolo duplo CL-ML.

Fonte: Braja (2007)

2.2.2 AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

Essa classificação foi proposta pela AASHTO tendo como base a granulometria e os limites de Atterberg, como é observado na Figura 2. Geralmente, é utilizada para os solos com destinos rodoviários (LOLLO, 2008).

Os solos são enquadrados em 8 grupos, sendo eles: A1 a A3 para solos grossos e A4 a A7 para solos finos. Os solos excessivamente orgânicos são classificados apenas de forma visual, enquadrando-se no grupo A8. Existem, ainda, subgrupos divididos com base no Índice de Grupo (IG – número inteiro que alterna de 0 a 20)

O IG será representado entre parênteses ao lado da classificação e, quanto maior seu valor, pior será o solo comparado a outro dentro do mesmo grupo. O IG é obtido a partir da seguinte expressão (Equação 1):

$$IG = (A - 35) \cdot [0,20 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (B - 15) \cdot (IP - 10) \quad (1)$$

A e B são as percentagens de solo passando na #200 e têm seus valores definidos segundo a Tabela 1, transcrita abaixo:

Tabela 1 – Valores de A e B na classificação de AASHTO, segundo a granulometria do solo

Valores a serem adotados para A, B, LL e IP para cálculo do Índice de Grupo	
Se $A < 35$, deve-se adotar $A = 35$	Se $B < 15$, deve-se adotar $B = 15$
Se $A > 75$, deve-se adotar $A = 75$	Se $B > 55$, deve-se adotar $B = 55$
Se $LL < 40$ deve-se adotar $LL = 40$	Se $IP < 10$ deve-se adotar $IP = 10$
Se $LL > 60$ deve-se adotar $LL = 60$	Se $IP > 30$ deve-se adotar $IP = 30$

Fonte: Lollo (2008)

Observações: (a) solos dos grupos A-2-6 e A-2-7, o IG deve ser determinado utilizando-se somente o IP; (b) se $IG < 0$ deve-se adotar um IG nulo; (c) aproximar o valor de IG para o inteiro mais próximo.

Figura 2 – Classificação AASHTO

Classificação Geral	Materiais Granulares (35% ou menos da amostra total passa na N ^o 200)						
	A-1			A-2			
Classificação do grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Ensaio de peneiramento (porcentagem que passa)							
N ^o 10	50 máx						
N ^o 40	30 máx	50 máx	51 mín				
N ^o 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Características da fração que passa na N ^o 40							
Limite de liquidez				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidade	6 máx		NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipos usuais de materiais constituintes significativos	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulho e areia siltosos ou argilosos			
Qualidade geral como Subleito	Excelente a boa						
Classificação geral	Materiais argilo-siltosos (mais de 35% da amostra total passa na N ^o 200)						
Classificação do grupo	A-4	A-5	A-6	A-7			
Ensaio de peneiramento (porcentagem que passa)							
N ^o 10							
N ^o 40							
N ^o 200		36 mín	36 mín	36 mín			36 mín
Características da fração que passa na N ^o 40							
Limite de liquidez		40 máx	41 mín	40 máx			41 mín
Índice de plasticidade		10 máx	10 máx	11 mín			11 mín
Tipos usuais de materiais constituintes significativos		Solos siltosos		Solos argilosos			
Qualidade geral como subleito		Satisfatória a deficiente					

^a Para A-7-5, $IP \leq LL - 30$

^b Para A-7-6, $IP > LL - 30$

Fonte: Braja (2007)

2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SOLOS

2.3.1 Tensões nos Solos

O estudo das tensões atuantes decorrentes de peso próprio, de escavações e de cargas externas é muito importante para a engenharia geotécnica, já que boa parte dos problemas em mecânica dos solos se refere à tensão ou deformação no plano (LOLLO, 2008).

O solo é um sistema trifásico (água, ar e partículas sólidas), de maneira que quando tensões normais se desenvolvem no solo saturado uma parte é suportada pelo esqueleto sólido e a outra pela água presente nos vazios (LOLLO, 2008).

A pressão atuante na água que ocupa os espaços porosos é denominada de pressão neutra (u). Por outro lado, a pressão que atua nos contatos interpartículas é chamada de tensão efetiva (σ') e responde por todas as características de resistência e de deformabilidade do solo (LOLLO, 2008).

Karl von Terzaghi, engenheiro e renomado estudioso dos solos, notou que a tensão normal total num plano qualquer deve ser a soma da parcela de pressão neutra e de tensão efetiva, formulando o chamado Princípio das Tensões Efetivas (Equação 2), conforme se verifica:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2)$$

Porém, o estado de tensões de solos não saturados depende de muitos fatores, como a natureza e interação de suas fases sólida, líquida e gasosa. Em função disso, e com base no princípio das tensões efetivas de Terzaghi, surgiram varias equações que possuem limitações em função do comportamento de cada solo (LOLLO, 2008).

Em uma conferência sobre poropressão e sucção em solos, realizada em Londres no ano de 1960, se discutiu um grande número dessas expressões, dentre as quais a proposta de Bishop (1959) foi a mais aceita e se encontra resumida pela Equação 3:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + X(u_a - u_w) \quad (3)$$

Onde:

σ é a tensão cisalhante;

σ' é a tensão efetiva;

u_a Pressão no ar do solo;

- u_w Pressão na água do solo;
- χ Parâmetro do grau de saturação.

O termo $(u_a - u_w)$ corresponde a sucção matricial, que depende do teor de umidade do solo, χ é um coeficiente que depende essencialmente do grau de saturação, e ainda da estrutura do solo, de ciclos de molhagem e secagem e mesmo de variações de tensões. A Equação 3 é a única a considerar de forma isolada a sucção matricial. O parâmetro é obtido por ensaios e relacionado ao grau de saturação e ao tipo de solo, podendo variar de 0 (solo seco) a 1 (solo saturado) (LOLLO, 2008).

Lollo (2008) alega que essa equação apresenta limitações devido ao comportamento dos solos colapsíveis, pois quando acontece a diminuição da sucção, ocorre a variação volumétrica mesmo com a diminuição da tensão efetiva.

2.3.2 Resistência ao Cisalhamento

Segundo Lollo (2008), a resistência ao cisalhamento está ligada às tensões efetivas atuantes. Aplicando-se o princípio das tensões efetivas de Terzaghi e empregando o critério de Mohr-Coulomb, se obtém a Equação 4:

$$s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi' \quad (4)$$

Onde:

- s é a resistência ao cisalhamento;
- c' intercepto de coesão efetiva;
- σ' tensão efetiva ($\sigma = \sigma - u$);
- ϕ' ângulo de atrito efetivo do solo.

Ainda conforme a explicação trazida por Lollo (2008), a maneira mais eficaz de se estudar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados se dá por meio da análise da influência de variação do teor de umidade pela avaliação da sucção.

O aumento na resistência ao cisalhamento do solo se acontece, por exemplo, pelo aumento da sucção que funciona como um gerador de rigidez no solo. A Equação 5, uma das mais citadas pelos pesquisadores, é a de Fredlund et al. (1978).

$$s = c + (\sigma - u_a) \cdot \text{tg}\phi + (u_a - u_w) \cdot \text{tg}\phi^b \quad (5)$$

Onde:

s resistência ao cisalhamento;

c' intercepto de coesão efetiva quando $(\sigma - u_a) = (u_a - u_w) = 0$;

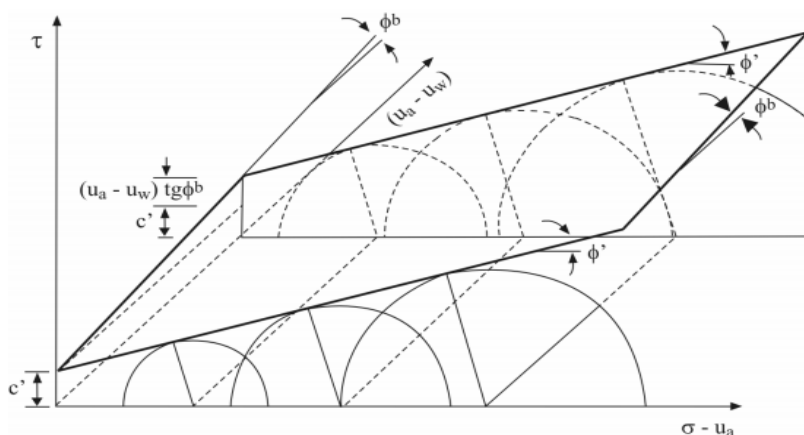
ϕ' ângulo de atrito interno com relação à variação de $(\sigma - u_a)$;

ϕ^b ângulo de atrito interno com relação à variação de $(u_a - u_w)$;

$(u_a - u_w)$ sucção matricial no plano de ruptura na ruptura.

Tendo-se o ângulo de atrito interno do solo (ϕ^b) constante com a sucção e a resistência ao cisalhamento crescendo linearmente com o aumento da sucção, se obtém uma envoltória plana em um gráfico (LOLLO, 2008), de acordo com a Figura 3.

Figura 3 – Gráfico de envoltórias de resistência para solos não saturados



Fonte: Fredlund apud Lollo (2008)

2.3.3 Adensamento

Nas palavras de Craig (2011), o adensamento é a redução gradual de volume de um solo completamente saturado ou de baixa permeabilidade em consequência da expulsão de uma determinada quantidade de água dos poros.

Quando a camada do solo é submetida a um aumento de tensão, a poropressão aumenta repentinamente. Em solos arenosos, que são muito permeáveis, a drenagem causada pelo aumento da poropressão é instantânea. A expulsão gradual da água de seus vazios é

acompanhada por uma redução de volume da massa do solo, o que resulta em um recalque uniforme (DAS, 2007).

À medida que o processo vai ocorrendo, mais água vai saindo, até um ponto em que toda a sobre pressão na água é dissipada e o carregamento é suportado exclusivamente pelo solo.

Portanto, o processo de adensamento corresponde a uma transferência gradual do acréscimo de pressão neutra (provocado por um carregamento efetivo) para tensão efetiva (BUENO e VILAR, 1979).

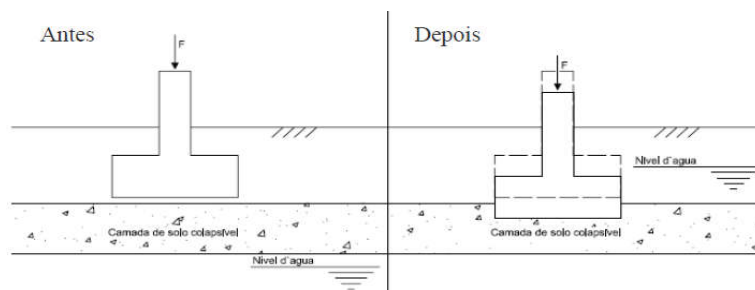
Porém, Lollo (2008) ressalta que o mecanismo de colapso difere completamente do processo clássico de adensamento. Para ocorrer o fenômeno de adensamento em solos, há o acréscimo de pressão neutra por ação de sobrecarga e com isso a expulsão de água, já o colapso ocorreria como resultado da expulsão do ar pelo acréscimo do teor de umidade que se manifestasse de forma brusca e repentina.

2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS

Solo colapsível é um tipo de solo que possui uma estrutura temporariamente resistente, mas que, quando experimenta aumento da quantidade de água, perde com grande rapidez sua capacidade estrutural (Figura 4), sem que necessariamente tenha havido aumento das cargas aplicadas sobre ele, devido à uma redução do seu volume através de uma variação do seu índice de vazios (SOUZA NETO, 2004).

Quando o solo se encontra no estado saturado, ocorre um colapso em sua estrutura em razão da perda de vínculos cimentantes entre os grãos, seja pelo desaparecimento dos meniscos capilares, agentes das tensões de sucção, ou pela dissolução do material cimentício que contribui para a agregação das partículas (PINTO, 2006).

Figura 4 – Colapso causado pela elevação do nível d'água



Fonte: Christ (2014)

Tal problema pode ser responsável por recalques (deslocamentos verticais) em obras civis (Figura 4), ocasionando desde pequenos danos, como o aparecimento de pequenas trincas em paredes, a danos de maior magnitude, como ruína parcial ou total de paredes, pisos e instalações hidráulicas (RODRIGUES e VILAR, 2013).

Para Lollo (2008), as condições na qual ocorrem os colapsos podem levar à conclusão de que variados tipos de solos se enquadram nessa peculiaridade. Contudo, algumas condições e propriedades específicas devem ser atendidas para que o colapso ocorra.

Em relação ao grau de saturação necessário para ocasionar o colapso, Cintra e Aoki (2009) explicam que o solo não precisa estar totalmente saturado, pois uma elevação do teor de umidade para um determinado valor aquém da saturação completa será suficiente para desencadear o colapso.

De acordo com o entendimento de Cintra e Aoki (2009), o solo deve possuir dois fatores básicos para que talvez ocorra o colapso, quais sejam, uma estrutura porosa com alto índice de vazios e estar em estado não saturado, com baixo teor de umidade.

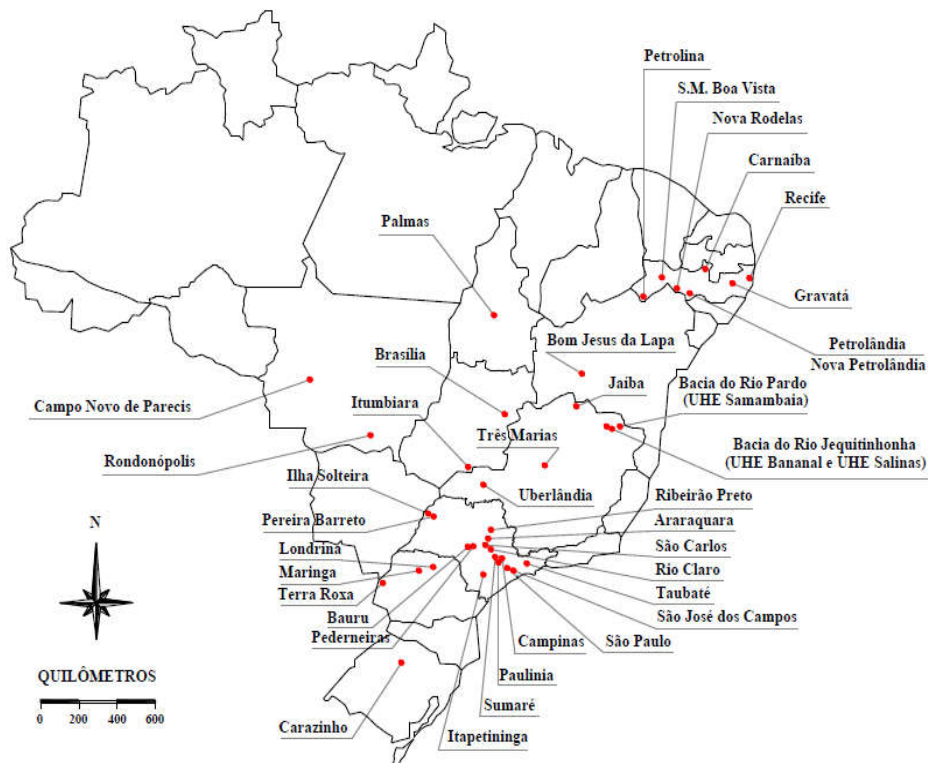
2.4.1 Ocorrência

Solos com potencial de colapso podem ser evidenciados em regiões de clima quente do globo, especialmente tropical úmido e seco, o caso de boa parte do território brasileiro. No Brasil, há a ocorrência acentuada nas regiões Nordeste, Sudeste e Centro-Oeste. Nos municípios dessas regiões um clima particular predomina, no qual o inverno é seco e o verão chuvoso, proporcionando longos períodos de seca e curtos períodos com chuvas intensas.

Existe, ainda, a contribuição do solo dos biomas cerrado e caatinga que são naturalmente solos com relativa porosidade, destacando-se a presença de areia e argila (SOUZA NETO, 2004).

Na Figura 5 estão demonstrados os locais em que os solos colapsíveis são estudados no Brasil.

Figura 5 – Solos colapsíveis no Brasil



Fonte: Rodrigues e Vilar (2013)

2.4.2 Mecanismos de colapso

Para que ocorra o colapso do solo é necessário que ele possua uma estrutura com alta porosidade associada a uma situação de equilíbrio metaestável, que significa o estado no qual o solo pode permanecer com sua estrutura temporariamente estável pela presença de algum vínculo capaz de lhe conferir um equilíbrio entre suas partículas (COLLARES, 1997).

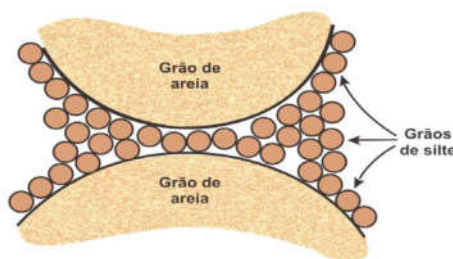
Os fatores fundamentais que garantem ao solo esta resistência temporária são as forças eletromagnéticas de superfície, a sucção e a presença de alguma substância cimentante, como os óxidos de ferro e os carbonatos. A estabilidade provisória da estrutura destes solos é interrompida quando ocorrem variações de sucção entre as partículas de areia pela existência de água, alteração no estado de tensões, mudanças do equilíbrio eletromagnético e das ligações cimentantes (LOLLO, 2008).

2.4.2.1 Colapso devido à redução de forças eletromagnéticas

São vínculos sustentados por forças eletromagnéticas entre os grãos maiores conectados por partículas de argila ou silte. Lollo (2008) diz que essa resistência temporária dos solos é diretamente motivada pelas forças de *Van der Waals*, de osmose e de atração molecular.

Os vínculos de silte e argila têm um processo de formação diferente. Nas estruturas onde estão presentes os vínculos de silte (Figura 6), forças capilares também atuam no entorno dos contatos silte-silte e nos contatos silte-areia, sendo responsáveis por manter o equilíbrio da estrutura (MENDONÇA, 1990).

Figura 6 – Arranjo estrutural de grãos de areia e vínculos de silte

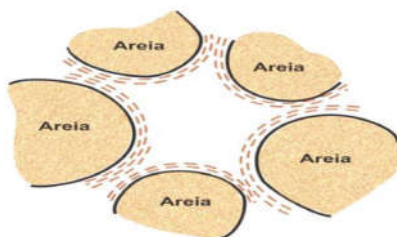


Fonte: Dudley apud Silva (2006)

Este mecanismo de colapso envolve uma estrutura de solo na qual as partículas maiores são mantidas por meio de vínculo de partículas menores de argila dispostas paralelamente (ARAKI, 1997).

Nesse sentido, Lollo (2008) conclui que essas uniões por argila podem surgir por meio do processo de autogênese ou transporte que surgem do intemperismo dos feldspatos. Com isso, os grãos de areia ficam envolvidos por finas camadas argilosas que em condições secas apresentam considerável resistência (Figura 7).

Figura 7 – Arranjo estrutural de grãos de areia e vínculos de argila

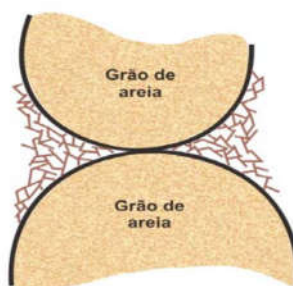


Fonte: Dudley apud Silva (2006)

No entanto, em regiões com chuvas de baixa intensidade, onde não ocorra a lixiviação da argila, esta ficaria dispersa e se manteria uniformemente distribuída. Com a evaporação da água, as partículas de argila floculam e seriam carregadas para o estrito vão entre os grãos de areia (Figura 8).

Nesse caso, com a adição de água ocorrem diminuições nas concentrações iônicas nos fluidos e nas tensões capilares, provocando, assim, o aumento das forças repulsivas entre as partículas, a perda da resistência e coesão das partículas e, posteriormente, um possível colapso do solo (DUDLEY apud SILVA, 2006).

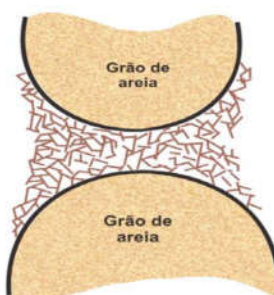
Figura 8 – Arranjo estrutural com grãos de areia e contrafortes de argila



Fonte: Dudley apud Silva (2006)

Dudley apud Silva (2006) descreve, ainda, o processo ocorrido após uma chuva mais intensa, denominado como “corrida de lama”. Nesse processo há grandes concentrações de íons, fazendo com que as partículas tenham tendência a se agruparem em torno dos maiores grãos e, além disso, em função da evaporação cria-se um vínculo no estado floculado, com forças atrativas e uma considerável resistência estrutural, conforme Figura 9.

Figura 9 – Arranjo estrutural com grãos de areia e vínculos de argila devido a *mud flow*



Fonte: Dudley apud Silva (2006)

Ao receber uma determinada carga e adição de água ocorre a separação dos grãos, reduzindo as forças de tração e, conseqüentemente, diminuindo a resistência do solo, pois a camada de argila existente entre as partículas torna-se mais espessa, tendendo a distanciá-las, favorecendo o colapso (LOLLO,2008).

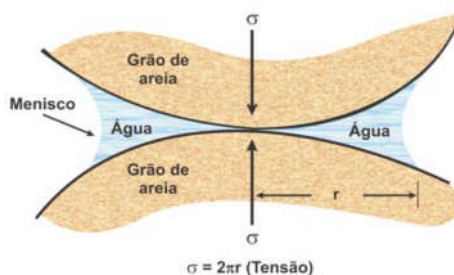
O colapso, segundo Silva (2006), pode não ocorrer apenas pelo aumento da quantidade de água, vez que os vínculos entre os grãos gerados pela argila podem acontecer quando um determinado nível de tensões é alcançado.

2.4.2.2 Colapso devido à diminuição das pressões capilares

O solo colapsível em sua estrutura conta com a existência de meniscos capilares. Os meniscos resultam da ação das tensões capilares presentes entre as partículas (MENDONÇA, 1990).

As tensões capilares que atuam no interior do maciço ocorrem quando há a evaporação parcial da água, havendo, então, aumento da pressão capilar com a conseqüente elevação das pressões de contato entre as partículas maiores do solo (Figura 10), pois o ar que flui dentro do solo, através do contato ar-água, faz com que esta fique sob elevada tensão negativa se estreitando, assim, os espaços próximos ao contato grão-grão (DUDLEY apud SILVA, 2006).

Figura 10 – Arranjo estrutural devido à capilaridade



Fonte: Dudley apud Silva (2006)

Considerando o princípio das tensões efetivas $\sigma' = \sigma - u$, onde σ' é a tensão efetiva, σ a tensão total e u a pressão neutra, verifica-se que a tensão efetiva se torna maior que a tensão total. Isso faz com que o solo adquira uma resistência aparente, a qual é reduzida caso haja acréscimo de água na estrutura (DUDLEY apud LOLLO, 2008).

Oliveira (2002) assevera que ao entrar água essa resistência aparente diminui, à medida que as tensões capilares são eliminadas, uma vez que reduz a pressão de contato entre os grãos

e há consequente aumento dos meniscos de água no interior dos poros do solo, diminuindo a resistência e induzindo, então, a ocorrência de colapso.

2.4.2.3 Colapso devido à destruição do elemento cimentante

A presença de agentes cimentantes, como óxidos de ferro ou algum tipo de solda entre as partículas maiores, é outro fator que propicia um aumento temporário de resistência (LOLLO,2008). Dudley (apud SILVA, 2006) entende que isso poderia impedir a rotação dos grãos maiores de forma a ficarem fixos, proporcionando uma estrutura mais densa.

Com a saturação parcial ou total do solo, o agente cimentante é dissolvido causando uma diminuição da resistência em razão da liberação da mobilidade das partículas, gerando um possível colapso, cuja magnitude dependerá da solubilidade do cimento em relação ao fluido de inundação (LOLLO,2008).

2.4.3 Identificação dos solos colapsíveis

Alguns critérios e ensaios foram criados para o conhecimento dos solos colapsíveis em campos experimentais, os quais buscam traçar uma estimativa do colapso em escala real. Já aqueles realizados em laboratórios servem para mensuração do colapso e auxiliam na sua caracterização por meio de ensaios que retratam condições ideais.

Alguns métodos se baseiam na avaliação de índices físicos, granulometria e limites de consistência, enquanto outros estão baseados em ensaios específicos de compressibilidade e resistência (LOLLO, 2008).

2.4.3.1 Critérios baseados nos índices físicos e Limites de Atterberg

Segundo Lollo (2008), nas últimas décadas, alguns critérios e ensaios foram desenvolvidos para o estudo dos solos colapsível em campos experimentais e em laboratórios, sendo cada um deles baseado em grandezas diferentes.

Os critérios disponíveis são limitados e ficam geralmente restritos aos solos para os quais foram obtidos. Por esta razão, resultados válidos para determinada região não são válidos para outras, podendo levar a conclusões incorretas (LOLLO, 2008 apud NUÑES, 1975).

Nos termos elencados no Quadro 1, os critérios baseados nos índices físicos são de caráter qualitativo já que não levam em consideração as tensões que atuam no solo, o tipo de

estrutura, a constituição do solo e as ações cimentantes (AKARI, 1997). São critérios que comparam o volume de vazios do solo no teor de umidade correspondente ao limite de liquidez e o teor de umidade que se encontra o solo.

Assim, se o solo não saturado no seu estado natural apresentar volume de vazio maior que aquele encontrado no limite de liquidez, este solo exibirá baixa resistência à deformação quando saturado, podendo ocorrer colapso, ou seja, se o volume de vazios for menor que o teor de umidade correspondente ao limite de liquidez, o solo oferece resistência à mudança estrutural brusca quando saturado (AKARI, 1997).

Quadro 1 – Demonstrativo dos índices físicos

REFERÊNCIAS	EXPRESSÃO	LIMITES
DENISOV (1951)	$K = \frac{eL}{e0}$	0,5 < K < 0,75 ⇒ Solos altamente colapsíveis 0,75 < K < 1,5 ⇒ Margas não colapsíveis 1,5 < K < 2,0 ⇒ Solos não colapsíveis
PRIKLONSKIJ (1952)	$Kd = \frac{LL-w0}{LL-LP}$	Kd < 0 ⇒ Solos altamente colapsíveis Kd ≥ 0,5 ⇒ Solos não colapsíveis Kd > 1,0 ⇒ Solos expansivos
Código de construção da União Soviética	$\lambda = \frac{e0-eL}{1+e0}$	λ ≥ -0,1 colapsível λ ≤ -0,3 expansivos
Código de obra da URSS (1997)	$Cl = \frac{e0-eL}{1+e0}$ Sr < 80%	1% ≤ IP ≤ 10%, CL < 0,1 10% ≤ IP ≤ 14%, CL < 0,17 14% ≤ IP ≤ 22%, CL < 0,14
FEDA (1966)	$Kl = \frac{\left(\frac{w0}{S0}\right) - LP}{LL - LP}$	Sr < 60% -> “colapsíveis quando saturados” “Solos parcialmente saturados”, com K > 0,85 - > “subsidentes”
GIBBS & BARA (1962)	$Kl = \frac{wsat}{LL}$	R > 1 Solo colapsível
HANDY (1973)	% de finos (< 0,002 mm) < 16% De 16 a 24% De 24 a 32% > 32%	alta probabilidade de colapso provavelmente colapsível probabilidade de colapso < 50% geralmente não colapsível
KASSIF E HENNKIN (1967)	$K = \gamma d \cdot w0$	K < 15, colapsível
JENNINGS & KNIGHT (1975)	Cascalho fino	Sr < 6, colapsível Sr > 10, não Colapsível
	Areia fina	Sr < 50, colapsível Sr > 60, não Colapsível
	Silte argiloso	Sr < 90, não Colapsível Sr > 95, colapsível

eL - índice de vazios (amologado) correspondente ao limite de liquidez; Sr - grau de saturação; e0 - índice de vazios natural; γd - peso específico seco; w0 - umidade natural; LP - limite de plasticidade; LL - limite de liquidez; K - coeficiente de subsidência; Kl - coeficiente de colapsibilidade, Wsat - teor de umidade (100 % saturado).

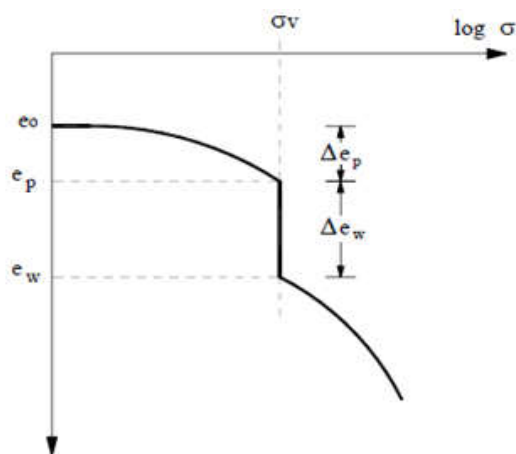
2.4.3.2 Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico, também chamado de ensaio unidirecional, é o mais utilizado para caracterizar o colapso em laboratório. O ensaio analisa o comportamento de deformações axiais nos corpos de prova, em função do acréscimo de sobrecargas e pelo umedecimento da amostra, podendo ser feito de forma simples ou dupla (LOLLO, 2008).

2.4.3.2.1 Ensaio Edométrico Simples

Nesse ensaio, o corpo de prova com umidade natural recebe uma determinada carga até que atinja uma tensão e é posteriormente inundado, simulando assim o colapso e, então, após a estabilização das deformações, o material recebe carregamentos progressivamente. Nos termos da explicação trazida por Lollo (2008), com o umedecimento da amostra ocorre uma descontinuidade devido ao colapso do solo na curva de compressão confinada (Figura 11).

Figura 11 – Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples



Fonte: Lollo (2008)

A partir da curva demonstrada na figura acima, é possível, pois, determinar os seguintes elementos: σ_v é a tensão; e_0 é o índice de vazios inicial; e_p é o índice de vazios devido à aplicação do carregamento; e_w é o índice de vazios final devido à inundação do corpo de prova.

Este tipo de ensaio foi utilizado por Jennings e Knight (1975, apud RODRIGUES & LOLLO, 2008) para definir o potencial de colapso (PC). O ensaio   encaminhado até a tensão de 200 kPa e com o término das deformac es, devido a este carregamento, o solo   inundado

como é visto na Figura 12. Após 24h, o solo é então solicitado com carregamentos progressivos até a finalização do ensaio. O PC é definido segundo a Equação 6:

$$PC = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \times 100\% \quad \text{ou} \quad PC = \frac{\Delta H_c}{H_0} \times 100\% \quad (6)$$

Onde:

PC é o potencial de colapso;

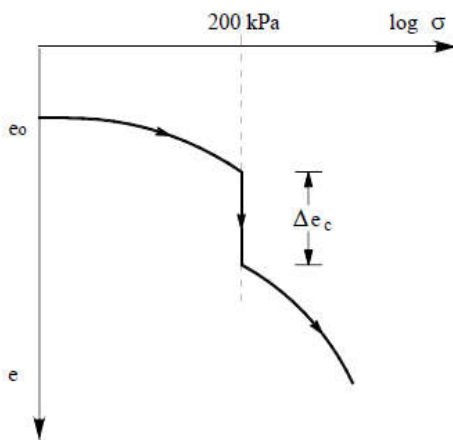
Δe_c é a variação do índice de vazios pela inundação;

e_0 é o índice de vazios inicial;

ΔH_e é a variação da altura do corpo de prova pela inundação;

H_0 é a altura inicial do corpo de prova.

Figura 12 – Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples com inundação a 200 KPa



Fonte: Jennings e Knight apud Lollo (2008)

A Tabela 2 correlaciona os potenciais de colapso (PC) com a gravidade do problema esperado na obra.

Tabela 2 – Potencial de colapso, segundo Jennings e Knight (1975)

PC	Gravidade do Problema
0-1%	Nenhum
1-5%	Moderado
5-10%	Problemático
10-20%	Grave
>20%	Muito grave

Fonte: Lollo (2008)

Lutenegger & Saber (1988, apud LOLLO, 2008) apresentaram uma definição para o potencial de colapso diferente de Jennings & Knight (1975). Este método consiste em conduzir o ensaio até a tensão de 300 KPa (ou outra tensão apropriada) para em seguida inundar o corpo de prova com água ou outro fluido de interesse. O potencial de colapso é calculado pela Equação 7:

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot 100\% \quad \text{ou} \quad I = \frac{\Delta H_i}{H_{ai}} \cdot 100\% \quad (7)$$

Onde:

I é o potencial de colapso;

Δe é a variação do índice de vazios pela inundação;

e_i é o índice de vazios inicial antes da inundação;

ΔH_i é a variação da altura do corpo de prova pela inundação;

H_{ai} é a altura do corpo de prova antes da inundação.

A Tabela 3 apresenta os potenciais de colapso (I) relacionados com a gravidade do problema.

Tabela 3 – Potencial de colapso, segundo Lutenegger & Saber (1988)

Gravidade do Problema	I (%)
Leve	2
Moderada	6
Alta	10

Fonte: Lollo (2008)

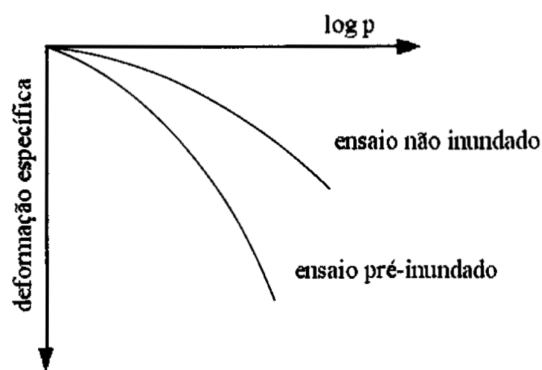
2.4.3.2.2 *Ensaio Edométrico Duplo*

O ensaio edométrico duplo, conforme Jennings e Knight (1975), consiste em preparar dois corpos de prova iguais, onde um terá sua umidade natural preservada e o outro será inundado desde o início.

Os corpos de prova serão então submetidos a uma tensão de 1 KPa durante 24 horas. Após este período, aplicam-se carregamentos progressivos (dobrando-se a carga a cada 24hrs) para obtenção de medidas de deformação axial. Com o término dos ensaios, as curvas referentes a cada um deles são traçadas, sobrepostas e ajustadas.

Este método de análise se baseia na hipótese de que a magnitude da deformação de colapso resultante do umedecimento é a mesma, sem levar em consideração se o solo foi umedecido antes ou depois da aplicação da sobrecarga (Figura 13). A vantagem reside no fato de que apenas com dois ensaios é possível estimar um grande intervalo de tensões, ainda que possua o problema da heterogeneidade dos corpos de prova e o do ajuste de curva (AKARI, 1997).

Figura 13 – Curva típica do ensaio duplo edométrico



Fonte: Akari (1997)

2.4.3.2.3 Ensaios Edométricos Com Sucção Controlada

Neste ensaio de compressão confinada ou unidirecional, o material a ser ensaiado pode sofrer inundação por estágios de tensões ou ser saturado desde o início do ensaio (LOLLO,2008).

Uma pedra porosa comum é colocada na parte superior e uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar ou uma membrana semipermeável será colocada na parte inferior do corpo de prova. Então, adiciona-se a pressão de ar no interior da câmara até que se iguale ao valor de sucção pretendida (LOLLO,2008).

Portanto, as tensões laterais desenvolvidas no corpo de prova durante o processo de compressão confinada, necessárias para o cálculo do coeficiente de empuxo em repouso do solo (K_0), são dificilmente medidas quando se realizam os ensaios edométricos convencionais. O controle da sucção permitiu a diversos pesquisadores um estudo mais detalhado do comportamento de solos não saturados (LOLLO,2008).

2.4.4 Efeitos e impactos do colapso

Uma das diferenças básicas dos solos normais para os colapsíveis, segundo Christ (2014), é que o recalque ocorre conforme são aplicadas as cargas, sendo que uma parte dele é chamado de recalque inicial, pois acontece após a aplicação de todas as cargas da edificação e a segunda parcela, denominada de recalque residual, ocorre ao longo da vida útil da edificação e tende a ser cada vez menor.

Isso não é o que ocorre em solos potencialmente colapsíveis, uma vez que estes podem responder bem à aplicação de carga inicial e ainda resistir a ela por anos, mas em algum momento podem recalcar de forma repentina (CHRIST, 2014).

O colapso dos solos provoca movimentação nas fundações, que são elementos estruturais com função de receber e transferir as cargas da edificação para o solo. Tais deslocamentos podem causar danos não apenas nos elementos de fundação como também na edificação (LOLLO,2008).

O umedecimento do solo é umas das possibilidades mais comuns de acontecer o colapso, visto que ele provoca uma alteração na estrutura do solo reduzindo sua capacidade de suportar carga, ocasionado apenas os deslocamentos nos elementos de fundação sem que sofram danos.

Contudo, Lollo (2008) prescreve que essa movimentação pode ocasionar outros danos na edificação, podendo-se afirmar que os danos maiores sempre ocorrem nas alvenarias, lajes e coberturas.

A magnitude dos recalques gerados pelo colapso na fundação e forma de distribuição dos carregamentos na estrutura podem gerar desde desaprumo, pequenas trincas, rachaduras, deformações em função de novas tensões não previstas no dimensionamento e até mesmo ruptura dos elementos estruturais (LOLLO,2008).

3 METODOLOGIA

3.1 LOCALIZAÇÃO

Este estudo visa caracterizar e analisar amostras de solos coletados na Quadra 107 Norte, localizada no plano diretor do município de Palmas/TO, como se observa nas Figuras 14 e 15, buscando identificar solos com tendência ao colapso.

Figura 14 – Quadra 107 Norte, Palmas – TO



Fonte: Google Earth (2016)

Figura 15 – Pontos de coleta na quadra 107 Norte, Palmas – TO



Fonte: Google Earth (2016)

Os solos foram coletados em um terreno específico na quadra e foram utilizados métodos experimentais para análise das amostras, sempre baseados no estudo teórico realizado previamente e durante os ensaios em laboratórios, bem como nas normas que os regem.

3.2 PROCEDIMENTO DE AMOSTRAGEM

A retirada de amostras foi orientada de acordo com os procedimentos normativos elencados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) na Norma Brasileira Registrada (NBR) 9604 (2016), a qual trata da abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas.

Chegando-se ao local de amostragem, efetuou-se a limpeza do terreno, extraindo-se uma camada compactada de solo da área de coleta, aproximadamente 1 m² da superfície e 30 cm de profundidade, com o auxílio de pá, enxada e picareta.

Em seguida, foi realizada a marcação e a escavação (Figura 16) de 1 m³ de solo, visando à obtenção de uma amostra indeformável, conforme Figura 17.

O solo foi coletado através de escavação lateral com um corpo de prova cúbico de 30 x 30 x 30 cm e para a amostra deformada retirou-se 5 kg.

Figura 16 – Escavação do ponto de coleta



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Figura 17 – Retirada da amostra indeformada



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A amostra foi estocada em local adequado, embalada em papel filme e saco plástico para garantir as condições de umidade de campo e, então, o material foi transportado às dependências do laboratório do Centro Universitário Luterano de Palmas.

Os seguintes materiais foram utilizados: pá, espátula, colher de pedreiro, martelo de picola, enxada, papel plástico ou saco de lona e molde de corpo de prova cúbico de 30 x 30 x 30 cm.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados no laboratório do Centro Universitário Luterano de Palmas, seguindo as especificações da ABNT. Foram realizados e detalhados os resultados dos seguintes ensaios:

Análise granulométrica: NBR 7181 (ABNT,2016);

Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459 (ABNT,2016);

Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180 (ABNT,2016);

Determinação do teor de umidade do solo (anexo A): NBR 6457 (ABNT,2016);

Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica (anexo B): NBR 6458 (ABNT,1984).

3.3.1 Ensaio de Granulometria

A análise granulométrica foi realizada apenas por peneiramento em função da necessidade e finalidade do estudo.

Nos solos grossos, incluídas as areias e os pedregulhos, já que possuem pouca ou nenhuma quantidade de finos, a curva granulométrica pode ser inteiramente determinada através do peneiramento. Já em solos com quantidades significativas de finos, deve-se proceder ao ensaio de granulometria conjunta, que engloba tanto a etapa de peneiramento quanto a de sedimentação.

A aparelhagem e materiais utilizados para a realização do ensaio foram:

- ✓ Amostra de solo;
- ✓ Balança de precisão 0,1 g;
- ✓ Série de peneiras ABNT;
- ✓ Recipiente para armazenar a amostra;
- ✓ Relógio;
- ✓ Estufa;
- ✓ Agitador mecânico de peneiras (podendo ser realizado manualmente).

Já no laboratório, uma porção de solo foi disposta em um recipiente e exposta ao ar para secar e, em seguida, o material foi homogeneizado, desfazendo-se os torrões.

Realizou-se, então, a pesagem e peneiramento da amostra na peneira #10 (2,00 mm). O material retido na peneira foi utilizado no peneiramento grosso do solo e o restante no peneiramento fino.

O peneiramento grosso é realizado levando-se o material retido na peneira #10 para a estufa. As peneiras com malhas maiores ou igual a #10 foram colocadas umas sobre as outras de forma crescente, onde embaixo ficou a de menor abertura e em cima a de maior abertura. Por fim, colocou-se a tampa para que não ocorresse a perda de partículas no início do processo de vibração.

O conjunto de peneiras assim montado foi conduzido a um agitador mecânico de peneiras. Por fim, o material retido em cada peneira foi pesado separadamente até chegar na peneira de #10 (2,00 mm).

O peneiramento fino foi realizado utilizando-se cerca de 120 g de solo que passa na peneira #10 (2,00 mm). Colocou-se, então, o material na peneira #200 (0,075mm) e, em seguida, foi levado para estufa.

Realizou-se, pois, o mesmo procedimento do peneiramento grosso, embora utilizando apenas o intervalo de peneiras. Juntou-se e empilhou-se as peneiras de aberturas compreendidas entre #10 (2,00mm) e #200 (0,075mm), colocou-se o material seco no conjunto de peneiras e agitou-se o conjunto mecanicamente e, posteriormente, foi realizada a pesagem dos materiais retidos nas peneiras.

A partir dos resultados obtidos no ensaio foram calculados valores para a elaboração da curva de distribuição granulométrica, sendo que no eixo horizontal, com escala logarítmica, estão dispostas as partículas com seus respectivos diâmetros e no eixo vertical, com a escala natural, estão as partículas com percentuais inferiores aos diâmetros classificados, ou seja, os percentuais de solo que cruzam nas peneiras.

3.3.2 Ensaio de Umidade

Este ensaio é regido pela NBR 6457 (anexo A) – Determinação do Teor de Umidade do Solo (ABNT, 2016) e serve para quantificar a água presente na amostra com o uso dos seguintes aparelhos:

- ✓ Cápsulas Metálicas;
- ✓ Bandeja metálica grande;
- ✓ Almofariz (ou pilão);
- ✓ Mão de grau;
- ✓ Peneiras 19mm e 4,8mm;
- ✓ Balança de precisão de 0,1g;
- ✓ Estufa.

Primeiramente, as cápsulas metálicas foram identificadas e pesadas para que recebessem as amostras após serem misturadas no almofariz e serem pesadas novamente. O solo utilizado no teste foi homogeneizado sem que ocorresse alteração em suas características naturais.

As cápsulas preenchidas com solo em estado natural, depois de pesadas, foram levadas para estufa, onde permaneceram por 24h. Passado esse período de secagem, elas foram pesadas novamente para determinação do peso em estado seco.

O resultado final foi a média aritmética do resultado de três amostras, as quais foram realizadas para garantir maior confiabilidade, sendo calculado pela Equação 8:

$$W_o = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} \times 100 \quad (8)$$

Onde:

W_o Teor de umidade (%);

M_1 Massa do solo úmido (g);

M_2 Massa do solo seco (g);

M_3 Massa da capsula metálica (g).

3.3.3 Limites de Atterberg

O ensaio que determina o limite de liquidez (LL) é normatizado pela NBR 6459 – Determinação do Limite de Liquidez de Solos (ABNT,2016) e possui objetivo de identificar qual o teor de umidade em que o solo altera do estado líquido para o plástico.

Os equipamentos necessários para a realização do ensaio foram:

- ✓ Aparelho de Casagrande;
- ✓ Espátula;
- ✓ Balança de precisão de 0,1g;
- ✓ Estufa;
- ✓ Cinzel;
- ✓ Vasilhame de porcelana;
- ✓ Cápsulas para determinar a umidade.

Uma amostra de 150 a 200 g de material (seco ao ar) que passa na peneira #40 (0,42mm) foi colocada em um vasilhame de porcelana. Em seguida, foram adicionadas pequenas porções de água à amostra, misturando-se com auxílio da espátula, até homogeneizar o material.

Parte dessa amostra foi colocada na concha do aparelho Casagrande (Figura 18) e com a espátula foi nivelada até que a parte central atingisse a espessura de 1,0 cm.

Com o cinzel, foi feita uma ranhura no centro da amostra de forma perpendicular, sendo efetuados 25 golpes pela ação da concha.

Figura 18 – Aparelho Casagrande



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A altura da queda da concha foi de 1,0 cm, com frequência de duas quedas por segundo, por isso é importante uma manipulação uniforme da manivela. Os golpes foram repetidos até que ambas as partes de solo separadas pelo vinco se uniram novamente. O número de golpes necessários para unir as partes foi contabilizado e registrado.

A amostra de solo onde ocorreu a junção foi colocada em uma cápsula para realizar a pesagem do material, sendo o peso da cápsula desconsiderado. Feito isso, o material foi levado para a estufa a uma temperatura de 110°C, para determinação da umidade, conforme a Equação 8 citada no item 3.3.2.

O restante do material foi colocado no recipiente, acrescido de água e homogeneizado novamente para repetir todo o procedimento, no mínimo por mais quatro vezes.

Com esses valores (número de golpes, teor de umidade), foi construído um gráfico relacionando teores de umidade, em escala aritmética (eixo y), com o número de golpes em escala logarítmica (eixo x). O teor de umidade para 25 golpes, obtido por interpolação linear é o LL.

O limite de plasticidade (LP), conforme a NBR 7180 – Determinação do Limite de Plasticidade de Solos (ABNT, 2016), é tido como o teor de umidade em que o solo deixa de ser plástico, tornando-se quebradiço; é a umidade de transição entre os estados plástico e semissólido do solo.

Os equipamentos utilizados no ensaio foram:

- ✓ Placa de vidro fosco;
- ✓ Espátula;
- ✓ Balança de precisão de 0,1g;
- ✓ Estufa;
- ✓ Vasilhame de porcelana;

✓ Gabarito de formato cilíndrico.

Inicialmente, uma pequena quantia da amostra foi colocada no vasilhame de porcelana e acrescida de água até homogeneizar o material. Em seguida, a amostra foi modelada sobre a placa de vidro até atingir uma forma cilíndrica de 3 mm de diâmetro, 10 cm de comprimento e consistência plástica (Figura 19).

A amostra foi moldada até se obter forma semelhante à do gabarito. Caso a amostra fissure antes de chegar às dimensões estabelecidas, deve-se colocá-la no recipiente, acrescentar água, homogeneizar novamente e então repetir todo o processo.

Ao final, os pequenos fragmentos com as dimensões estabelecidas foram colocados em um recipiente, tiveram seu peso aferido e foram levados para a estufa, com temperatura entre 105 a 110°C durante 24 horas, para verificação da umidade, conforme a Equação 8 citada no tópico 3.3.2.

Figura 19 – Modelação da amostra



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A média dos valores de umidade foi calculada, aceitando aqueles cuja variação seja de até 5% da média, de maneira que o valor encontrado será o LP.

Com os valores do LL e o LP é encontrado o Índice de Plasticidade (IP), que é a diferença entre os referidos limites.

O IP procura medir a plasticidade do solo e representa a quantidade de água necessária a acrescentar ao solo para que este passe do estado plástico para o líquido. A seguir, são apresentados alguns intervalos do IP para a classificação do solo quanto à plasticidade:

$IP = 0 \rightarrow$ Não Plástico;

$1 < IP < 7 \rightarrow$ Pouco Plástico;

$7 < IP < 15 \rightarrow$ Plasticidade Média;

$IP > 15 \rightarrow$ Muito Plástico.

Dentro desse contexto, quanto maior for o valor de IP, tanto mais plástico será o solo.

3.3.4 Determinação da massa específica

A massa específica dos grãos pode ser obtida através da razão do peso das partículas sólidas pelo volume destas partículas. O ensaio é necessário para a determinação do índice de vazios e demais índices físicos do solo.

Sua fundamentação teórica dar-se-á pelo princípio de Arquimedes, no qual um corpo submerso em um líquido desloca um volume igual ao do seu próprio corpo.

Este método prescreve o procedimento de determinação da massa específica dos grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm, por meio de picnômetro, através da realização de pelo menos dois ensaios, conforme disposições da NBR 6458 (ABNT, 2016).

Os materiais utilizados foram os seguintes:

- ✓ Recipientes pequenos e grandes;
- ✓ Aparelhos de dispersão;
- ✓ Banho-Maria;
- ✓ Balança de precisão de 0,1g;
- ✓ Funil de vidro;
- ✓ Termômetro;
- ✓ Espátulas;
- ✓ Pinceta com água destilada;
- ✓ Picnômetro de 500 cm³.

As etapas do processo estão indicadas na Figura 20, de modo que, primeiramente, a amostra foi homogeneizada e pesada em quantidade tal que a massa seca fosse de 50 g. Colocou-se a amostra seca a ser ensaiada em um recipiente com água destilada em quantidade suficiente para completa imersão do material, durante 12h, no mínimo, e posteriormente foi anotado a M1.

Transferiu-se a amostra para o picnômetro, com auxílio do funil de vidro, lavando-se o copo de dispersão e o funil com água destilada para completa remoção do material, tomando a precaução de evitar perda. Acrescentou-se água destilada no picnômetro e em seguida foi levado para banho-maria durante 30 min, adicionando água destilada para compensar a evaporação.

Deixou-se, em seguida, o picnômetro em repouso até que a sua temperatura se equilibrasse com a do ambiente. Após, os conjuntos de picnômetro + solo + água, foram pesados e anotou-se como M2.

Determinou-se, logo a seguir, com resolução de 0,1°C, a temperatura T da massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, e anotou-se como M3.

Figura 20 – Etapas do ensaio de massa específica



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Para o cálculo de determinação da Massa Específica utiliza-se a Equação 9:

$$\delta = \frac{M1 \times \frac{100}{100+w}}{\left[M1 \times \frac{100}{100+w} \right] + M3 - M2} \times \delta T \quad (9)$$

Onde:

δ Massa específica dos grãos do solo (g/cm³);

δT Massa específica da água na temperatura T de ensaio, obtida na Tabela da NBR6508/84;

W Umidade inicial da amostra (%);

M1 Massa do solo úmido (g);

M2 Massa do picnômetro + solo úmido + água na temperatura T de ensaio (g);

M3 Massa de picnômetro + água na temperatura de ensaio (g).

3.3.5 Ensaio Edométrico

Este ensaio segue a NBR 12007 – Ensaio de Adensamento Unidimensional (ABNT, 1990) e simula o comportamento do solo quando submetido a esforços de compressão causados por carregamentos.

O teste consiste em comprimir a amostra de solo confinada em um molde que impede deformações laterais, com o uso dos seguintes equipamentos:

- ✓ Balança de capacidade 3 kg e precisão de 0,01 g;
- ✓ Cápsulas metálicas para umidade;
- ✓ Estufa de secagem entre 105° e 110°C;
- ✓ Talhador;
- ✓ Extensômetro;
- ✓ Bureta graduada;
- ✓ Espátulas;
- ✓ Facas;
- ✓ Serras de fio metálico;
- ✓ Régua biselada;
- ✓ Anel de adensamento;
- ✓ Pedras Porosas;
- ✓ Papel filtro;
- ✓ Prensa de adensamento;
- ✓ Célula de adensamento.

A preparação da célula de adensamento ocorreu com a colocação em camadas da base e pedra porosa, papel filtro, corpo de prova, papel filtro, pedra porosa e cabeçote, respectivamente na parte interna da célula.

Os papéis filtro e as pedras porosas nas faces externas dos corpos de prova possuíam a função de drenar o material. A não deformação lateral da amostra foi garantida pela célula de adensamento (Figura 21), o que resultou em um aprimoramento na aplicação das cargas verticais, facilitando, assim, a leitura das variações sofridas pelo solo.

Figura 21 – Prensa de adensamento



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A célula com amostra de solo indeformada e com a umidade natural foi disposta na prensa de adensamento, e submetida a uma carga de 6,25 KPa (foi usada em função dos pesos que existiam no laboratório) para assentamento do solo.

O extensômetro foi zerado após 5 minutos da aplicação da carga. Em seguida, a célula recebeu um carregamento axial gradativo preestabelecido (12,5/ 25/ 50/ 100 KPa) até que atingisse a carga de 200 KPa para que, a partir daí, pudesse ser inundado e permanecesse com essa carga por 24 horas.

No decorrer do procedimento em que o solo foi exposto ao carregamento, foi aferida a variação de altura da amostra de solo no extensômetro, nos intervalos de 1/8, 1/4, 1/2, 1, 8, 15 e 30min e 1, 2, 4, 8 e 24 horas para cada carregamento.

Esses dados foram utilizados nos cálculos presentes no tópico 2.4.3.2.1, que descrevem a relação entre o índice de vazios, a pressão efetiva e o aumento das deformações no decorrer do processo, chegando a um parâmetro quantitativo do colapso nas amostras.

3.3.6 Índices físicos

Para chegar a conclusão do ensaio edométrico (item 3.3.5) foi preciso calcular alguns índices em função de valores obtidos em ensaio anteriormente.

Os índices físicos utilizados foram:

- ✓ Massa específica natural (γ , kN/m³):

Utilizando-se a NBR 12007/1990 foram seguidos os passos antes e depois do ensaio edométrico para encontrar este dado.

- ✓ Peso específico seco

$$\gamma_d = \frac{\gamma \times 100}{w_0 + 100} \quad (10)$$

Onde:

- γ_s é o peso específico seco (g/cm^3);
- γ_d é o peso específico natural (g/cm^3);
- w_0 é o Teor de umidade inicial (%).

- ✓ Índice de vazios inicial (e_0):

$$e_0 = \frac{\delta}{\gamma_s} - 1 \quad (11)$$

Onde:

- e_0 é o índice de vazios natural ou inicial;
- δ é a massa específica dos grãos (g/cm^3);
- γ_s é a massa específica seca (g/cm^3).

- ✓ Grau de Saturação

$$S_r = \frac{w_0 \times \delta}{e_0 \times \gamma_a} \quad (12)$$

Onde:

- S_r é o grau de saturação (%);
- δ é a massa específica dos grãos (g/cm^3);
- e_0 é o índice de vazios natural ou inicial;
- w_0 é o teor de umidade inicial (%);
- γ_a é a massa específica da água (g/cm^3), considerar igual a 1g/cm^3 .

- ✓ Altura dos sólidos

$$H_s = \frac{H_i}{1 + e_0} \quad (13)$$

Onde:

- H_s é a altura dos sólidos (cm);

e_0 é o índice de vazios natural ou inicial;
 H_0 é a altura inicial do corpo de prova (cm).

- ✓ Índice de vazios ao final de cada estágio

$$e = \frac{H}{H_s} - 1 \quad (14)$$

Onde:

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

H é a altura do corpo de prova ao final de cada estágio (cm);

H_s é a altura dos sólidos (cm).

- ✓ Massa específica saturado (γ_{sat}): relaciona-se com o valor de γ se todos os vazios estiverem ocupados pela água ($S=100\%$).

- ✓ Massa específica submersa: a partir do qual é possível efetuar o cálculo das pressões inter granulares, descontando-se o empuxo hidrostático específico. O peso específico aparente submerso é dado segundo a Equação 15:

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (15)$$

Onde:

γ_{sub} é a massa específica submersa (g/cm^3);

γ_{sat} é a massa específica saturada (g/cm^3).

3.4 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Os solos presentes nas amostras foram classificados seguindo o item 2.2 pelos sistemas de classificação Unificada (SUCS ou USCS – Unified Soil Classification System) e o sistema de classificação dos solos proposto pela AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

3.5 APLICAÇÃO DE CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS E LIMITES DE ATTERBERG PARA ESTIMAR O POTENCIAL DE COLAPSO

Após a obtenção dos resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do solo, foram usados para qualificar as amostras de acordo com o tópico 2.4.3.1.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo foram analisados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais, implementando-se uma discussão a respeito do seu conteúdo, levando em consideração as bases literárias de cada assunto abordado e o foco no estudo da colapsividade dos solos.

A princípio, foram considerados os resultados dos ensaios de caracterização e classificação do solo, com o intuito de qualificar o colapso. Por fim, a partir dos ensaios edométricos, foi analisada a colapsibilidade do solo por meio das amostras indeformadas, buscando quantificar o potencial de colapso apresentado pelo solo.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste tópico são apresentados os resultados dos ensaios de análise granulométrica, classificações dos solos, limites de consistência e determinação dos índices físicos do solo, apresentados na Tabela 4. Estes ensaios buscam, em conjunto, traçar um perfil de dados da amostra para que se identifique suas características e se indique sua correlação com as propriedades dos solos colapsíveis.

Tabela 4 – Ensaios de caracterização geotécnica

Ensaio de Caracterização Índices Físicos	Símbolo Unidade	Amostra 1 Prof. 1 m	Amostra 2 Prof. 1 m
Umidade Natural	W (%)	6,90	8,00
Massa Específica dos Grãos	δ (g/cm ³)	2,572	2,625
Massa Específica natural	γ_d (g/cm ³)	1,48	1,46
Massa Específica seca	γ_s (g/cm ³)	1,384	1,352
Índice de vazios Inicial	e_0	0,911	0,979
Grau de Saturação Inicial	Sr (%)	20,04	21,86
Altura dos sólidos	Hs (cm)	1,864	1,801
Altura da Amostra	H (cm)	3,563	3,563
Limite de Liquidez	LL (%)	24,95	23,36
Índice de vazios Limite de Liquidez	e_L	0,566	0,534
Limite de Plasticidade	LP (%)	15,24	14,10
Índice de Plasticidade	IP (%)	9,71	9,26
Classificação SUCS	-	(SC)	(SC)
Classificação AASHTO	-	Areia Argilosa A-2-4	Areia Argilosa A-2-4
Pedregulho	(%)	3,3	2,6
Areia grossa	(%)	16	14,5
Areia fina	(%)	59,2	51,5
Silte + Argila	(%)	21,5	31,4

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

4.1.1 Ensaio de umidade

Os teores de umidades foram determinados de amostras remanescentes da moldagem desses corpos de prova (em cápsulas) e pesando-se, diretamente, o corpo de prova antes e após a secagem em estufa, como relatado no tópico 3.3.2.

Após os ensaios, as amostras (Apêndice A) apresentaram teores de umidades menores que 10%, e isso pode fazer com que o material ligante presente nas frações argilosas em contato com as partículas de areia propiciem uma resistência cisalhante que resiste à deformação.

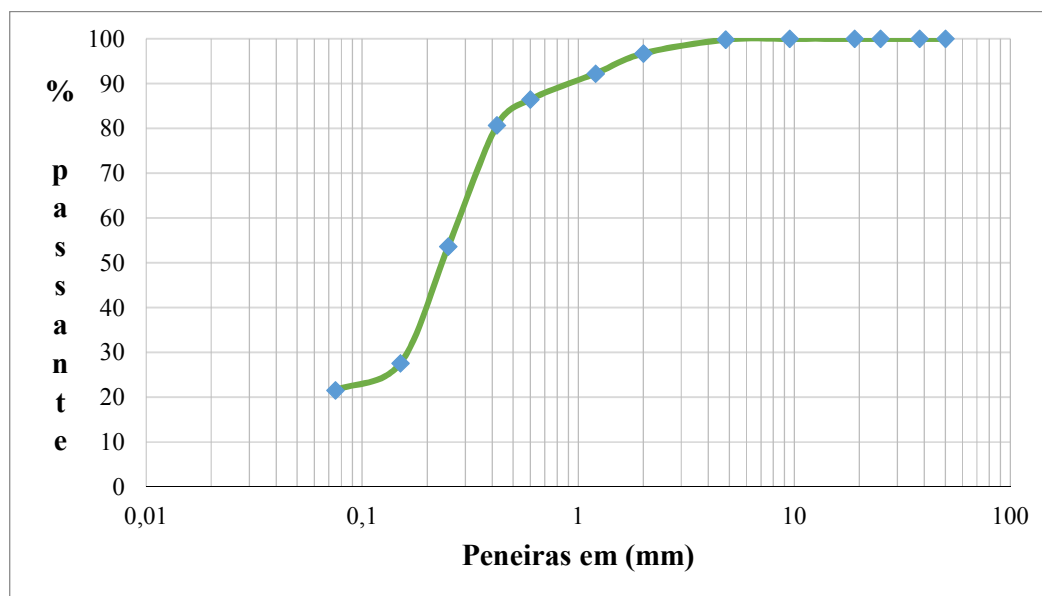
4.1.2 Ensaio de granulometria

Os ensaios foram realizados a partir das amostras amolgadas (sacos) obtidas durante a moldagem dos blocos.

Para as amostras 1 e 2 foi possível identificar que os solos apresentam uma granulometria predominantemente grossa, com menos de 50% para grãos passando na peneira 200 (0,075mm) e com fração predominante de areia fina.

Nas Figuras 22 e 23 estão apresentadas as curvas em função das distribuições granulométricas (Apêndice B) referentes aos ensaios de peneiramento realizados.

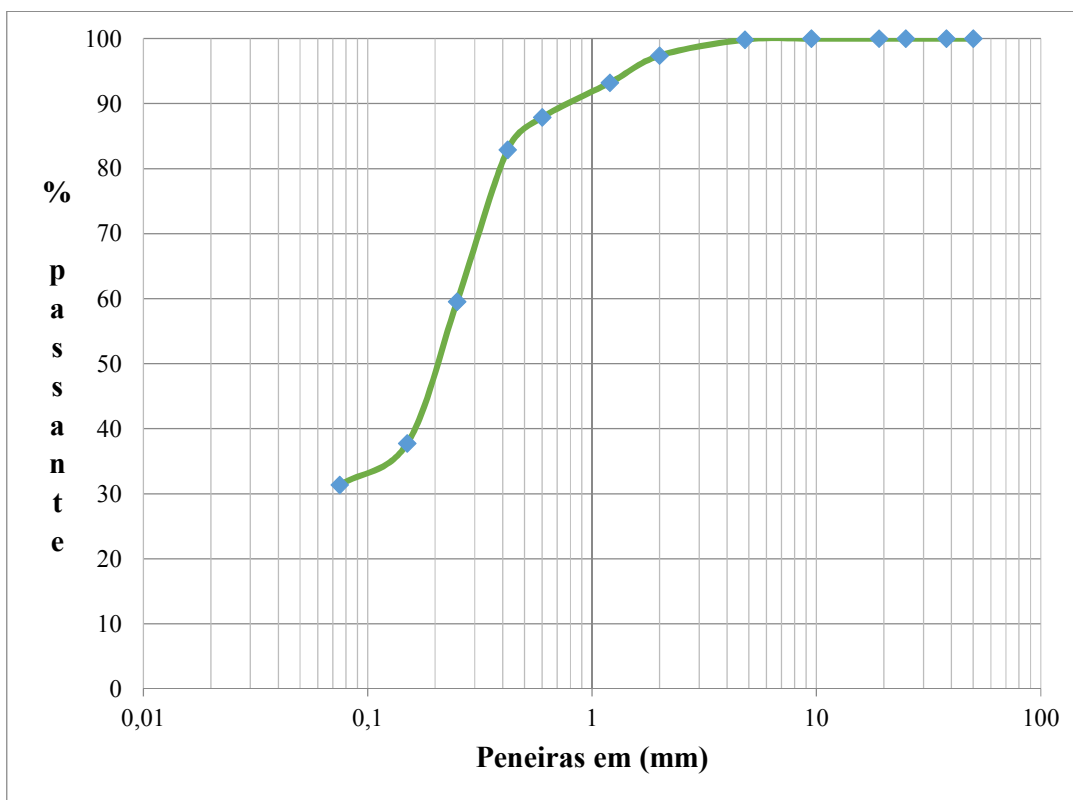
Figura 22 – Gráfico de curva granulométrica da Amostra 1



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Para a amostra 1, nota-se que houve a presença de 3,3% de pedregulho, constituindo-se o solo de 75,2 % de areia, sendo: 16 % de areia grossa; 59,2 % de areia fina e 21,5 % de fração de finos (argila e silte).

Figura 23 – Gráfico de curva granulométrica da Amostra 2



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Já para a amostra 2, nota-se a presença de 2,60% de pedregulho, constituindo-se o solo de 70 % de areia, sendo: 14,5 % de areia grossa; 51,5 % de areia fina e 31,4 % de fração de finos (argila e silte).

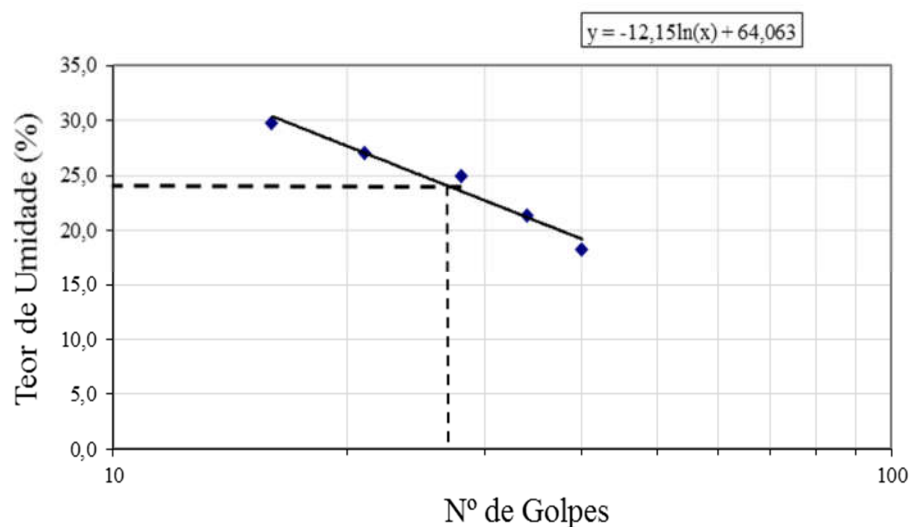
As estruturas das amostras analisadas, com relação às características dos solos colapsíveis, apresentaram uma granulometria com elevado teor de grãos grossos, podendo estar envolvidos por uma parcela de partículas finas. As partículas finas, conforme discutido no tópico 2.4.2, são importantes elementos dos solos colapsíveis para manutenção temporária da resistência a cargas, visto que servem como material de ligação física entre grãos maiores, agindo como um material cimentício.

4.1.3 Limites de consistência e Índices físicos

Segundo Lollo (2008), como regra geral, pode-se afirmar que em relação aos índices físicos e limites de consistência dos solos colapsíveis, suas principais propriedades se resumem em: valores de massa específica aparente seca geralmente baixos; índice de vazios altos; baixos valores de grau de saturação; textura principalmente arenosa e baixa plasticidade.

O solo da amostra 1 apresentou limite de plasticidade com valor 15,24 %, como visto na tabela no apêndice D, e seu limite de liquidez resultou em um valor de 24,95 %, extraído da projeção de 25 golpes na curva linearizada dos dados apresentados no apêndice C, como se verifica na Figura 24.

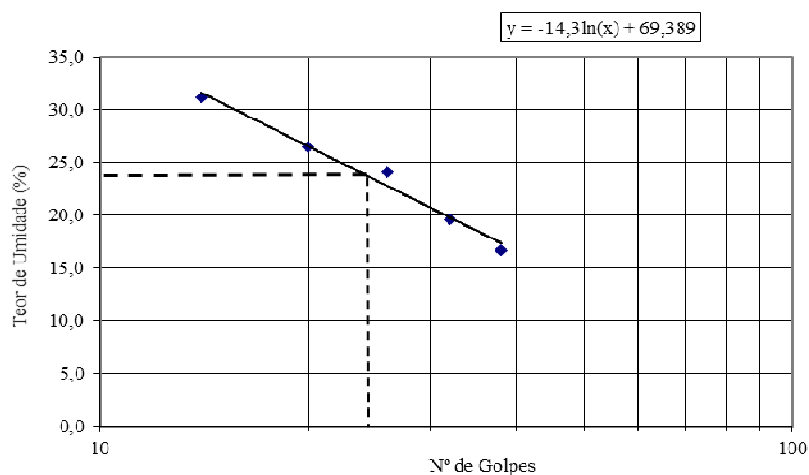
Figura 24 – Gráfico de curva de determinação do limite de liquidez da Amostra 1



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

O solo da amostra 2 apresentou limite de plasticidade com valor 14,10 %, como visto na tabela no apêndice D, e seu limite de liquidez resultou em um valor de 23,36 %, extraído da projeção de 25 golpes na curva linearizada dos dados apresentados no apêndice C, conforme a Figura 25.

Figura 25 – Gráfico de curva de determinação do limite de liquidez da Amostra 2



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Pinto (2006) apresenta alguns dos principais solos brasileiros de acordo com seus limites de consistência (Tabela 5). Nota-se a similaridade do solo estudado com a areia argilosa variegada de São Paulo, baixos limites de liquidez e baixa plasticidade (Tabela 4), o que ressalta a elevada presença de areia em sua granulometria, conforme a distribuição granulométrica observada anteriormente.

Tabela 5 – Solos que foram classificados como colapsíveis

Solos	LL (%)	IP (%)
Residuais de arenito (arenosos fino)	29-44	11-20
Residual de gnaise	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65-85	25-40
Areias variegadas de São Paulo	40-80	15-45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20-40	5-15
Argilas duras, cinzas, de São Paulo	64	42

Fonte: Adaptada de Pinto (2006)

Os ensaios de massa específica dos grãos para as amostras tiveram como resultados os valores de 2,646 g/cm³ e 2,675 g/cm³, entre demais índices físicos calculados para a amostra indeformada e deformadas (Tabela 4). Para encontrar o valor da massa específica dos grãos foi realizado o ensaio para duas amostras, como se vê no Apêndice E.

4.2 CLASSIFICAÇÃO SUSC E AASHTO

Pela análise do Sistema Unificado, com o uso da tabela do tópico 2.2.1 e dispendo do ensaio de granulometria e do IP, as amostras foram classificadas como areias argilosas (SC). Segundo Lollo (2008), os tipos mais comuns de solos a apresentarem comportamento colapsível são os tipos S (arenosos) sendo mais comum o tipo com mais de 12% de finos-SC e o tipo composto SW-SM.

Na análise AASHTO presente no item 2.2.2, as amostras enquadraram-se como A-2-4, também como areias argilosas ou siltosas, onde de acordo com Lollo (2008), junto com os solos A-3 e A-4 são mais comuns a apresentar comportamento colapsível, que apresentam importante influência da fração areia, porém são encontrados casos notáveis de solos de textura fina (A-6 e mesmo A-7) que exibem comportamento colapsível.

4.3 APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS BASEADOS NOS ÍNDICES FÍSICOS

Conforme ressaltado no item 2.4.3.1, os métodos indiretos para identificação de solos colapsíveis sofrem grande influência da formação geológica onde os mesmos foram elaborados.

Como as classificações de referência apresentadas não são embasadas em critérios definitivos, apenas indicativos, existem variações de conceito de cada autor para um mesmo tipo de solo e servem apenas como alerta de um possível potencial de colapso a partir de estudos básicos do solo. Os resultados encontrados apontam uma tendência do solo estudado ser colapsível, como pode ser observado nas Tabelas 6 e 7, já que a maioria dos critérios apontaram para um possível colapso do solo.

Tabela 6 – Critérios baseados nos índices físicos (Amostra 1)

CRITÉRIOS	RESULTADOS	CLASSIFICAÇÃO
DENISOV (1951)	0,725	$0,5 < K < 0,75 \Rightarrow$ Solos altamente colapsíveis
PRIKLONSKIJ (1952)	1,9	$K_d > 1,0 \Rightarrow$ Solos expansivos
Código de construção da União Soviética	0,13	$\lambda \geq -0,1$ colapsível
Código de obra da URSS	0,13	Não colapsível
FEDA (1966)	-1,53 20,04	Não colapsível
GIBBS & BARA (1962)	1,57	Colapsível
HANDY (1973)	Falta de dados	Falta de dados
JENNINGS & KNIGHT (1975)	Areia Argilosa 20,04	Colapsível

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Tabela 7 – Critérios baseados nos índices físicos (Amostra 2)

CRITÉRIOS	RESULTADOS	CASSIFICAÇÃO
DENISOV (1951)	0,65	$0,5 < K < 0,75 \Rightarrow$ Solos altamente colapsíveis
PRIKLONSKIJ (1952)	1,7	$K_d > 1,0 \Rightarrow$ Solos expansivos
Código de construção da União Soviética	0,17	$\lambda \geq -0,1$ colapsível
Código de obra da URSS	0,17	Não colapsível
FEDA (1966)	-1,48 21,86	Não colapsível
GIBBS & BARA (1962)	1,38	Colapsível
HANDY (1973)	Falta de dados	Falta de dados
JENNINGS & KNIGHT (1975)	Areia Argilosa 21,86	Colapsível

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

JATOBÁ e FERREIRA (1991) aplicaram vários desses métodos em 23 solos colapsíveis brasileiros e concluíram que os métodos baseados nos índices físicos e limites de Atterberg, em sua maioria, mostraram-se inadequados. Segundo estes autores, dos critérios avaliados, o de FEDA (1966) apresentou os resultados mais coerentes. Contudo, resultado diverso foi observado por FUTAI (1997) em um solo colapsível argiloso no Estado do Mato Grosso.

Dos métodos analisados, apenas o de HANDY (1973) classificou o solo como não colapsível. Para este mesmo solo, CONCIANI (1997) utilizou seis desses métodos, dos quais quatro identificaram o solo como não colapsível. FUTAI (1997) atribuiu estas diferenças às variações nos resultados de caracterização. SOUZA NETO (1998) utilizou alguns desses métodos em um solo residual maduro argiloso, onde todos os critérios identificaram este solo como não colapsível, embora resultados de ensaios edométricos tenham mostrado o contrário.

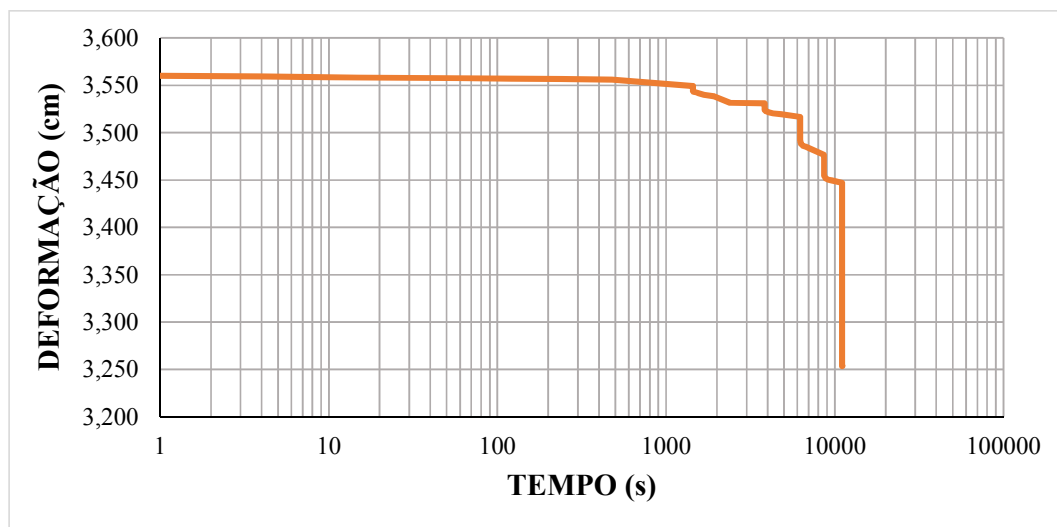
Isto mostra que os critérios qualitativos devem ser aplicados apenas como um instrumento exploratório, pois eles foram desenvolvidos de forma empírica e são válidos apenas para os solos estudados pelos pesquisadores que propuseram o critério. É possível afirmar que, para a maioria dos solos brasileiros, esses critérios não são confiáveis.

4.4 ENSAIO EDOMÉTRICO SIMPLES

O ensaio de compressão unidimensional resultou em dados de 5 estágios de carregamento, nos quais se relacionavam as alturas dos corpos de prova em função do tempo (Apêndice F), gerando assim os gráficos (Figuras 26 e 28). A partir das leituras, calculou-se os desníveis para cada estágio e seu respectivo índice de vazios por meio da altura de sólidos, que

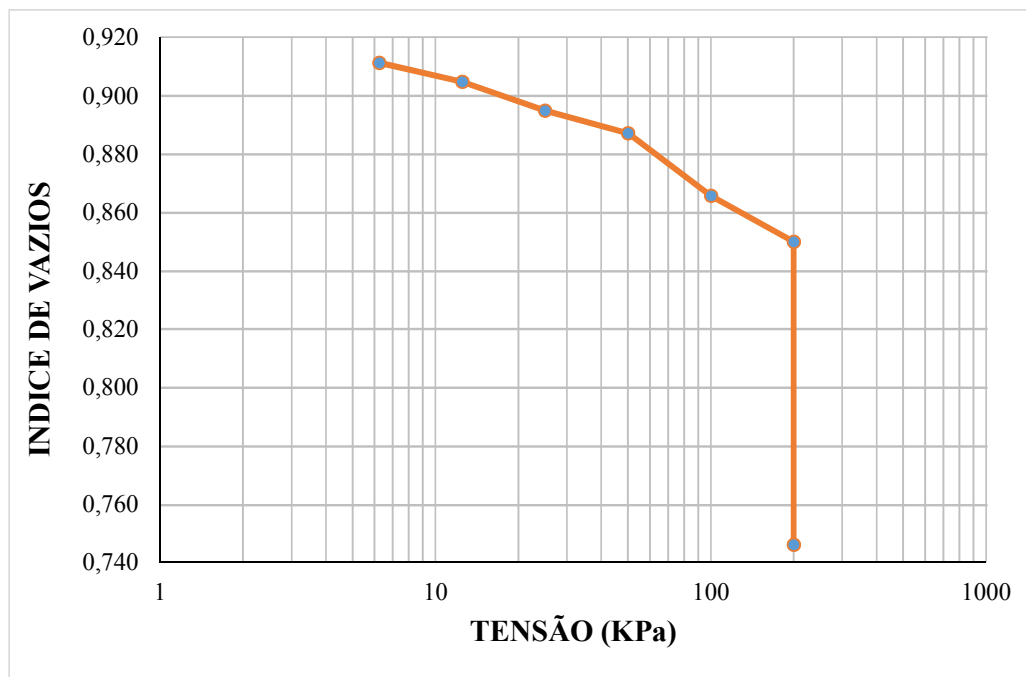
corresponde a 1,864 cm para a amostra 1 e 1,801 cm para amostra 2, conforme orientações da NBR 12.007/90. Com as tensões e índices de vazios ao final de cada estágio (Apêndice G), foi possível traçar os gráficos de compressibilidade do solo (Figuras 27 e 29).

Figura 26 – Gráfico tempo-deformação durante o adensamento da Amostra 1



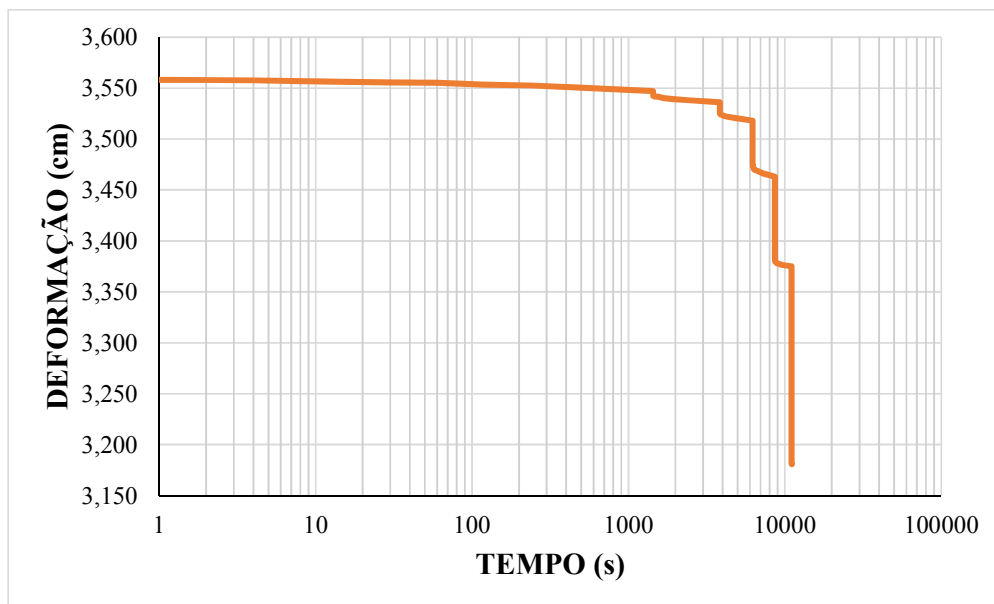
Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Figura 27 – Gráfico de compressibilidade da Amostra 1



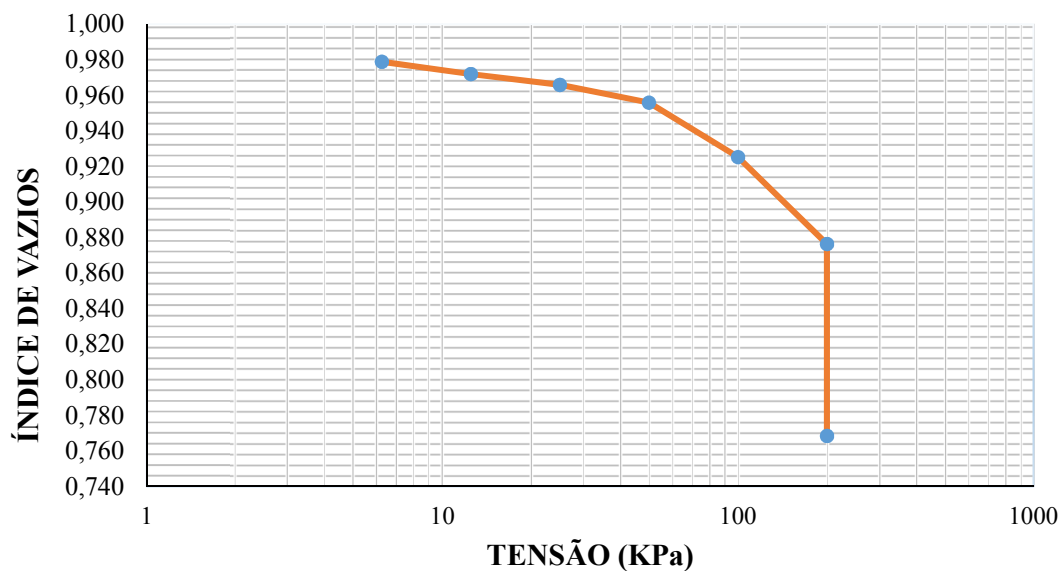
Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Figura 28 – Gráfico tempo-deformação durante o adensamento da Amostra 2



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Figura 29 – Gráfico de compressibilidade da Amostra 2



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

O ensaio edométrico simples, conforme observado no item 2.4.3.2.1, considera as deformações axiais provocadas pela elevação de sobrecargas e por meio da inundação dos

corpos de prova, de modo que os gráficos de compressibilidade dos ensaios são os principais critérios empregados para se caracterizar o colapso de um solo em laboratório neste estudo.

Constata-se a descontinuidade nos gráficos (Figura 27 e 29) no momento da queda acentuada dos índices de vazios que ocorrem nas amostras ao sofrerem inundação sob a tensão de 200 KPa, representando o colapso das estruturas.

Os índices de vazios são muito importantes para a previsão da vulnerabilidade de um solo sofrer recalque por colapso, pois sua estrutura se encontra em uma situação metaestável na qual seus grãos são sustentados temporariamente por material cimentício, pontes de argila ou pelo efeito da sucção.

4.4.1 Potencial de colapso em função do ensaio edométrico simples

O potencial de colapso com base no ensaio edométrico foi calculado de acordo com o item 2.4.3.2.1.

Tabela 8 – Critérios baseados no ensaio edométrico (Amostra 1)

Referência	Resultados	Classificação
Jennings e Knight (1975)	PC = 5,43	Colapsível – Risco Problemático
Lutenegger & Saber (1988)	I = 3,41	Colapso Moderado

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Tabela 9 – Critérios baseados no ensaio edométrico (Amostra 2)

Referência	Resultados	Classificação
Jennings e Knight (1975)	PC = 5,45	Colapsível – Risco Problemático
Lutenegger & Saber (1988)	I = 3,82	Colapso Moderado

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

As amostras estudadas apresentaram uma possibilidade de colapso que pode ser considerada moderada, como é visto nas Tabelas 8 e 9.

FUTAI (1997) critica as propostas de JENNINGS e KNIGHT (1975) e LUTENEGGER e SABER (1988) pelo fato destas não levarem em consideração a história de tensões do solo. Caso as tensões de escoamento na condição saturada forem superiores às tensões de referência (200 e 300 KPa) haverá pouca deformação ou, até mesmo expansão do solo. Por outro lado, há solos colapsíveis cuja tensão de ruptura no estado natural está bem aquém da tensão de referência.

5 CONCLUSÃO

O estudo dos solos em relação à sua colapsibilidade na cidade de Palmas – TO ainda não é uma prática recorrente e/ou parâmetro de dimensionamento de fundações. Todavia, esta pesquisa apresenta resultados que servem de alerta para a possível existência de uma adversidade nos solos da região e a necessidade de se tratar o tema com uma maior atenção. O estudo do solo é algo muito complexo, tendo em vista que diversos fatores determinam o seu comportamento e também sua diversidade.

Os solos das amostras foram classificados como areias argilosas, conforme os métodos de classificação unificado (SUCS) e rodoviário (AASHTO), apresentando baixa plasticidade devido sua composição predominante de areia. Em seus índices físicos, estes apresentam altos índices de vazios e baixos graus de saturação, seguindo as características dos solos classificados como colapsíveis.

Com os resultados da caracterização geotécnica, foi possível classificar qualitativamente o potencial de colapso do solo por meio de critérios apresentados por estudiosos da área ao longo dos anos.

Constatou-se que os indicativos das amostras são de um solo colapsível na maioria dos critérios citados, porém a maior parte destes não apresentaram resultados coerentes. Ainda assim, não se pode afirmar que são critérios falhos, mas que apenas não se aplicam ao solo estudado, o que demonstrou a necessidade de uma análise mais específica da dimensão do potencial de colapso.

Como o possível colapso da estrutura de um solo não depende somente da sua umidade inicial e de suas demais propriedades físicas, mas engloba também a intensidade da tensão aplicada sobre ela, faz-se necessário um estudo mais completo de medição deste potencial, simulando em laboratório o emprego de uma carga real de pressão.

Dentre os métodos possíveis de investigação, se escolheu o mais consolidado e representativo, o qual se resume na determinação do potencial de colapso através da brusca redução do índice de vazios de um solo em função de um recalque obtido por via de um ensaio de adensamento unidimensional.

Mediante o ensaio de adensamento unidimensional, constatou-se a brusca queda nos índices de vazios ao se realizar a saturação das amostras sob pressão de 200 KPa, permitindo-se calcular os valores dos coeficientes do potencial de colapso propostos pelos critérios de Jennings e Knight (1975) e Lutenegeger & Saber (1988), a partir dos quais o solo é classificado

quantitativamente como colapso de risco problemático e colapsível moderado, respectivamente, atestando as evidências qualitativas e as características geotécnicas do solo.

Entretanto, as tensões propostas por esses autores representam obras de maior volume e, como este trabalho se resume a uma faixa de coleta superficial do solo, os resultados se tornam limitados em relação ao dimensionamento de projetos de fundação, em especial os do tipo superficial. Portanto, para obras de maior peso se pode esperar um aumento do potencial de colapso para esta mesma faixa de solo, o que elevaria o grau de risco.

Com isso, sugere-se uma ampliação deste tipo de pesquisa a demais áreas da cidade e um foco em obras de maior porte com fundações profundas, realizando-se ensaios em amostras de diferentes cotas para a obtenção de um perfil de colapsibilidade do solo. Recomenda-se, também, uma análise dos recalques para maiores tensões de inundação, visto a alta capacidade de carga dos solos.

REFERÊNCIAS

ARAKI, M.S. (1997) **Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotécnica, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6457**: Determinação do teor de umidade do solo (anexo A). Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm-Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6459**: Determinação do Limite de Liquidez de Solos. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7180**: Determinação do Limite de Plasticidade de Solos. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7181**: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 12007**: Ensaio de Adensamento Unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

CHRIST, C.E. **Mapeamento de áreas suscetíveis ao colapso na bacia hidrográfica da Lagoa da Conceição**. Pós-graduação em Engenharia Civil-[s.l.] Universidade Federal de Santa Catarina, 2014.

CINTRA, J.C.A. **Fundações em solos colapsíveis**. Serviço Gráfico da EESC/USP, São Carlos, 1998 106p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: EESC-USP, 2009.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

COLLARES, A.C.Z.B. **A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos**. São Carlos, 97p. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

CONCIANI, W. **Estudo do Colapso do Solo através de Ensaios de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada**. Tese de Doutorado, EESC, São Carlos, 1997.

CRAIG, R.; Kurban, A. Craig, **Mecânica dos solos**. Tradução. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2007.

DAS, B. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução. 1. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2012.

DUDLEY, J. H., **Review of Collapsing Soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol 96, nº SM3, Maio, 1970.

FERREIRA, R. S. M. (2007). **Solos potencialmente colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil**. Salvador - BA: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. Anais. ABMS, 2007.

FUTAI, M.M. (1997). **Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, R. C. (2002). **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091^a/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p.183.

JATOBÁ, L. e FERREIRA, S.R.M. (1991). **Solos Especiais – Colapsíveis**. Relatório CNPq.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure. Proceed. **IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Durban, p. 99-105.

LODI, P. C. LOLLO, J. A. Propriedades dos solos colapsíveis. In: LOLLO, J. A. (Org.). **Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Cultura Acadêmica: Universidade Estadual Paulista, Pró Reitoria de Graduação, 2008.

LOLLO, José Augusto. **Solos Colapsíveis: Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. Editora Cultura Acadêmica. UNESP/Ilha Solteira, 2008.

MENDONÇA, M. B. **Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**. Rio de Janeiro. 281 fls. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990.

OLIVEIRA, C. **Carta de risco de colapso de solos para a área urbana do município de Ilha Solteira – SP**. Mestrado—[s.l.] Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP, 2017.

ORTIGÃO, J. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Tradução. 1. ed. Rio de Janeiro (RJ): LTC, 1995.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3ª Ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2006.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático**, Seminários Gerais em Geotécnica, 95p. Departamento de Geotécnica, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC, USP, São Carlos, SP, 2005.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. **Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água**. Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades, v.1, n.6, 2013

SILVA, M. **Análise da susceptibilidade ao colapso de areias quartzosas podzolizadas ao leste do estado de Santa Catarina**, Graduação em Engenharia Civil-[s.l.] Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.

SOUZA NETO, J.B. (2004). **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, UFRJ / Rio de Janeiro, RJ, 468p.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M. **Solos colapsíveis e expansivos**. In: CARVALHO, J. C. *et al.* (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015, cap. 15

VARGAS, M. (1978). **Introdução à Mecânica dos Solos**. Ed. McGraw-Hill, do Brasil - Ed. Da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 509 p.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Determinação da umidade higroscópica

AMOSTRA 1			AMOSTRA 2		
Nº cápsula	1	2	Nº cápsula	1	2
C + S + A	317,6	317,9	C + S + A	317,6	317,1
C + S	298,2	298,8	C + S	295,5	294,7
Água (g)	19,4	19,1	Água (g)	22,1	22,4
Massa da Cáps. (g)	17,6	17,9	Massa da Cáps. (g)	17,6	17,1
Solo seco (g)	280,6	280,9	Solo seco (g)	277,9	277,6
Umidade (%)	6,9	6,8	Umidade (%)	8,0	8,1
Umidade média (%)	6,9		Umidade média (%)	8,0	

APÊNDICE B – Ensaio de granulometria

AMOSTRA 1				
Amostra total úmida				
(g)	Solo seco retido pen. N° 10 (g)		Solo seco passante pen. N° 10 (g)	
1000	30,5		906,92	
Amostra total seca (g)				
937,42				
PENEIRAMENTO DO MATERIAL GROSSO				
Peneiras		Massa da amostra seca (g)		% passante
Pol.	mm	Retido	Passante	
2	50	0	937,42	100,0
1 1/2"	38	0	937,42	100,0
1"	25	0	937,42	100,0
3/4"	19	0	937,42	100,0
3/8"	9,5	0	937,42	100,0
N° 4	4,8	1,88	935,54	99,8
N° 10	2,0	28,62	906,92	96,7
PENEIRAMENTO MATERIAL FINO				
Massa da amostra parcial úmida (g)				969,5
Massa da amostra parcial seca (g)				906,9
PENEIRAS		Massa da amostra seca (g)		% passante
POL.	mm	Retido	Passante	
16	1,2	42	864,92	92,3
30	0,6	54,11	810,81	86,5
40	0,42	54,32	756,49	80,7
60	0,25	253,43	503,06	53,7
100	0,15	244,31	258,75	27,6
200	0,075	56,89	201,86	21,5
AMOSTRA 2				
Amostra total úmida				
(g)	Solo seco retido pen. N° 10 (g)		Solo seco passante pen. N° 10 (g)	
1000	24,27		903,45	
Amostra total seca (g)				
927,72				

PENEIRAMENTO DO MATERIAL GROSSO				
Peneiras		Massa da amostra seca (g)		% passante
Pol.	mm	Retido	Passante	
2	50	0	927,72	100,0
1 1/2"	38	0	927,72	100,0
1"	25	0	927,72	100,0
3/4"	19	0	927,72	100,0
3/8"	9,5	0	927,72	100,0
Nº 4	4,8	1,47	926,25	99,8
Nº 10	2,0	22,8	903,45	97,4

PENEIRAMENTO MATERIAL FINO	
Massa da amostra parcial úmida (g)	975,73
Massa da amostra parcial seca (g)	903,5

PENEIRAS		Massa da amostra seca (g)		% passante
POL.	mm	Retido	Passante	
16	1,2	38,74	864,71	93,2
30	0,6	49,21	815,50	87,9
40	0,42	46,61	768,89	82,9
60	0,25	216,54	552,35	59,5
100	0,15	202,2	350,15	37,7
200	0,075	59,22	290,93	31,4

APÊNDICE C – Ensaio do limite de liquidez

AMOSTRA 1						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	1	2	3	4	7
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	56,10	56,20	55,20	50,90	48,90
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	50,20	49,40	47,70	43,80	41,60
Massa da Cápsula	(g)	17,90	17,60	17,60	17,60	17,10
Massa da Água	(g)	5,90	6,80	7,50	7,10	7,30
Massa Solo Seco	(g)	32,30	31,80	30,10	26,20	24,50
Teor de Umidade	(%)	18,27	21,38	24,92	27,10	29,80
Número de Golpes	#	40	34	28	21	16

AMOSTRA 2						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	1	2	3	4	5
Massa Solo Úmido + Cásula	(g)	58,60	53,90	50,20	54,10	48,90

Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	53,10	48,10	44,00	46,50	41,50
Massa da Cápsula	(g)	18,80	17,30	18,30	17,80	17,80
Massa da Água	(g)	5,50	5,80	6,20	7,60	7,40
Massa Solo Seco	(g)	34,30	30,80	25,70	28,70	23,70
Teor de Umidade	(%)	16,03	18,83	24,12	26,48	31,22
Número de Golpes	#	38	32	26	20	14

APÊNDICE D – Ensaio do limite de plasticidade

AMOSTRA 1						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	3	4	6	18	24
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	9,50	10,20	9,60	10,40	9,30
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	9,30	10,00	9,40	10,20	9,10
Massa da Cápsula	(g)	8,10	8,60	8,00	8,80	7,90
Massa da Água	(g)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Massa Solo Seco	(g)	1,20	1,40	1,40	1,40	1,20
Teor de Umidade	(%)	16,67	14,29	14,29	14,29	16,67

AMOSTRA 2						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	3	4	6	18	24
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	9,90	9,60	9,70	9,50	10,00
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	9,70	9,40	9,50	9,30	9,80
Massa da Cápsula	(g)	8,10	8,10	8,20	8,00	8,10
Massa da Água	(g)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Massa Solo Seco	(g)	1,60	1,30	1,30	1,30	1,70
Teor de Umidade	(%)	12,50	15,38	15,38	15,38	11,76

APÊNDICE E– Ensaio da massa específica - Grãos que passam na # 4,8mm

AMOSTRA 1			
Picnômetro Nº	#	1	2
Massa Solo Úmido	(g)	76,2	76,2
Massa Picnômetro+Solo+Água, T°C de Ensaio	(g)	658,90	665,90
Massa Picnômetro Cheio de Água	(g)	627,50	635,10
Temperatura de Ensaio	(°C)	25	25
Massa Solo Seco	(g)	50,00	50,00
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio	(g/cm ³)	0,9969	0,9969
Massa Específica dos Grãos	(g/cm ³)	2,688	2,604
Massa Específica dos Grãos Média	(g/cm ³)	2,646	

AMOSTRA 2			
Picnômetro Nº	#	1	2
Massa Solo Úmido	(g)	76,1	76,5

Massa Picnômetro+Solo+Água, T°C de Ensaio	(g)	658,40	666,80
Massa Picnômetro Cheio de Água	(g)	627,50	635,10
Temperatura de Ensaio	(°C)	25	25
Massa Solo Seco	(g)	50,00	50,00
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio	(g/cm ³)	0,9969	0,9969
Massa Específica dos Grãos	(g/cm ³)	2,618	2,732
Massa Específica dos Grãos Média	(g/cm ³)	2,675	

APÊNDICE F– Leituras do ensaio edométrico

AMOSTRA 1				
Tensão (Kpa)	Nº da leitura	Tempo (min)	Leitura (mm)	Altura Amostra (cm)
12,5	1	0,125	0,015	3,562
	2	0,250	0,020	3,561
	3	0,500	0,025	3,561
	4	1,000	0,030	3,560
	5	2,000	0,032	3,560
	6	4,000	0,035	3,560
	7	8,000	0,043	3,559
	8	15,000	0,047	3,558
	9	30,000	0,050	3,558
	10	60,000	0,055	3,558
	11	120,000	0,060	3,557
	12	240,000	0,065	3,557
	13	480,000	0,070	3,556
	14	1440,000	0,137	3,549
25	1	1440,125	0,180	3,545
	2	1440,375	0,184	3,545
	3	1440,875	0,185	3,545
	4	1441,875	0,187	3,544
	5	1443,875	0,191	3,544
	6	1447,875	0,193	3,544
	7	1455,875	0,197	3,543
	8	1470,875	0,199	3,543
	9	1500,875	0,205	3,543
	10	1560,875	0,213	3,542
	11	1680,875	0,228	3,540
	12	1920,875	0,245	3,539
	13	2400,875	0,315	3,532
	14	3840,875	0,320	3,531
50	1	3841,000	0,377	3,525
	2	3841,250	0,380	3,525
	3	3841,750	0,383	3,525
	4	3842,750	0,385	3,525
	5	3844,750	0,387	3,524

	6	3848,750	0,389	3,524
	7	3856,750	0,393	3,524
	8	3871,750	0,396	3,523
	9	3901,750	0,403	3,523
	10	3961,750	0,406	3,522
	11	4081,750	0,416	3,521
	12	4321,750	0,425	3,521
	13	4801,750	0,435	3,520
	14	6241,750	0,465	3,517
	1	6241,875	0,655	3,498
	2	6242,125	0,685	3,495
	3	6242,625	0,693	3,494
	4	6243,625	0,703	3,493
	5	6245,625	0,707	3,492
	6	6249,625	0,715	3,492
100	7	6257,625	0,727	3,490
	8	6272,625	0,735	3,490
	9	6302,625	0,745	3,489
	10	6362,625	0,755	3,488
	11	6482,625	0,770	3,486
	12	6722,625	0,777	3,485
	13	7202,625	0,800	3,483
	14	8642,625	0,865	3,477
	1	8642,750	1,035	3,460
	2	8643,000	1,040	3,459
	3	8643,500	1,060	3,457
	4	8644,500	1,065	3,457
	5	8646,500	1,070	3,456
	6	8650,500	1,077	3,455
200	7	8658,500	1,085	3,455
	8	8673,500	1,089	3,454
	9	8703,500	1,095	3,454
	10	8763,500	1,105	3,453
	11	8883,500	1,115	3,452
	12	9123,500	1,125	3,451
	13	9603,500	1,135	3,450
	14	11043,500	1,158	3,447
	1	11043,625	1,575	3,406
	2	11043,875	3,000	3,263
	3	11044,375	3,065	3,257
	4	11045,375	3,083	3,255
200/ inundado	5	11047,375	3,087	3,254
	6	11051,375	3,089	3,254
	7	11059,375	3,093	3,254
	8	11074,375	3,093	3,254
	9	11104,375	3,093	3,254

10	11164,375	3,093	3,254
11	11284,375	3,093	3,254
12	11524,375	3,093	3,254
13	12004,375	3,093	3,254
14	13444,375	3,093	3,254

AMOSTRA 2

Tensão (Kpa)	Nº da leitura	Tempo (s)	Leitura (mm)	Altura Amostra (mm)
12,5	1	0,125	0,035	3,560
	2	0,25	0,040	3,559
	3	0,5	0,042	3,559
	4	1	0,048	3,558
	5	2	0,050	3,558
	6	4	0,053	3,558
	7	8	0,062	3,557
	8	15	0,068	3,556
	9	30	0,075	3,556
	10	60	0,077	3,555
	11	120	0,095	3,554
	12	240	0,105	3,553
	13	480	0,125	3,551
	14	1440	0,160	3,547
25	1	1440,125	0,202	3,543
	2	1440,375	0,203	3,543
	3	1440,875	0,205	3,543
	4	1441,875	0,206	3,542
	5	1443,875	0,208	3,542
	6	1447,875	0,209	3,542
	7	1455,875	0,210	3,542
	8	1470,875	0,213	3,542
	9	1500,875	0,214	3,542
	10	1560,875	0,218	3,541
	11	1680,875	0,228	3,540
	12	1920,875	0,238	3,539
	13	2400,875	0,250	3,538
	14	3840,875	0,270	3,536
50	1	3841	0,350	3,528
	2	3841,25	0,352	3,528
	3	3841,75	0,358	3,527
	4	3842,75	0,362	3,527
	5	3844,75	0,368	3,526
	6	3848,75	0,372	3,526
	7	3856,75	0,380	3,525
	8	3871,75	0,385	3,525

	9	3901,75	0,390	3,524
	10	3961,75	0,394	3,524
	11	4081,75	0,402	3,523
	12	4321,75	0,413	3,522
	13	4801,75	0,424	3,521
	14	6241,75	0,450	3,518
	1	6241,875	0,845	3,479
	2	6242,125	0,852	3,478
	3	6242,625	0,860	3,477
	4	6243,625	0,870	3,476
	5	6245,625	0,890	3,474
	6	6249,625	0,892	3,474
100	7	6257,625	0,895	3,474
	8	6272,625	0,900	3,473
	9	6302,625	0,920	3,471
	10	6362,625	0,928	3,470
	11	6482,625	0,935	3,470
	12	6722,625	0,945	3,469
	13	7202,625	0,967	3,466
	14	8642,625	1,000	3,463
	1	8642,75	1,730	3,390
	2	8643	1,765	3,387
	3	8643,5	1,775	3,386
	4	8644,5	1,783	3,385
	5	8646,5	1,810	3,382
	6	8650,5	1,815	3,382
200	7	8658,5	1,820	3,381
	8	8673,5	1,830	3,380
	9	8703,5	1,835	3,380
	10	8763,5	1,840	3,379
	11	8883,5	1,850	3,378
	12	9123,5	1,855	3,378
	13	9603,5	1,868	3,376
	14	11043,5	1,880	3,375
	1	11043,625	2,150	3,348
	2	11043,875	2,710	3,292
	3	11044,375	2,780	3,285
	4	11045,375	2,820	3,281
	5	11047,375	3,818	3,181
200/ inundado	6	11051,375	3,819	3,181
	7	11059,375	3,820	3,181
	8	11074,375	3,820	3,181
	9	11104,375	3,820	3,181
	10	11164,375	3,820	3,181
	11	11284,375	3,820	3,181

12	11524,375	3,820	3,181
13	12004,375	3,820	3,181
14	13444,375	3,823	3,181

APÊNDICE G – Índice de vazios ao final de cada estágio

AMOSTRA 1		AMOSTRA 2	
Tensão (Kpa)	e	Tensão (Kpa)	e
6,25 KPA	0,911	6,25 KPA	0,979
12,5 KPA	0,905	12,5 KPA	0,972
25 KPA	0,895	25 KPA	0,966
50 KPA	0,887	50 KPA	0,956
100 KPA	0,866	100 KPA	0,925
200 KPA	0,850	200 KPA	0,876
200 INUND	0,746	200 INUND	0,768