

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO INDIRETA DE  
PARÂMETROS MECÂNICOS DE SOLOS TRANSICIONAIS  
ARTIFICIAIS**

**JOSÉ RICARDO GIRARDI JÚNIOR**

**ORIENTADOR: LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc.**

**CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**BRASÍLIA/DF: MARÇO/2019**



**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO INDIRETA DE  
PARÂMETROS MECÂNICOS DE SOLOS TRANSICIONAIS  
ARTIFICIAIS**

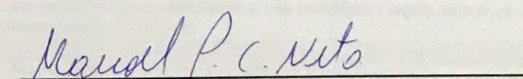
**JOSÉ RICARDO GIRARDI JÚNIOR**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE PÓS GRADUAÇÃO  
EM GEOTECNIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

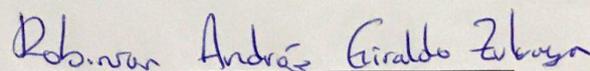
**APROVADA POR:**



**Prof. LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc. (UnB)**  
**(ORIENTADOR)**



**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc. (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**



**ROBINSON ANDRÉS GIRALDO ZULUAGA, DSc. (UFG)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 06 de MARÇO de 2020.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

GIRARDI JÚNIOR, JOSÉ RICARDO

Metodologia para obtenção indireta de parâmetros mecânicos de solos transicionais artificiais [Distrito Federal] 2020.

xx, 85 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2020)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- |                               |                                 |
|-------------------------------|---------------------------------|
| 1. Comportamento transicional | 2. Ensaio de penetração de cone |
| 3. Ensaio de mini palheta     | 4. Parâmetros de estado crítico |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GIRARDI JÚNIOR, J.R. (2016). Metodologia para obtenção indireta de parâmetros mecânicos de solos transicionais artificiais. Dissertação de Mestrado, Publicação 345/2020, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, DF, 85 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: José Ricardo Girardi Júnior

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Metodologia para obtenção indireta de parâmetros mecânicos de solos transicionais artificiais.

GRAU / ANO: Mestrado / 2020

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

José Ricardo Girardi Júnior

Qd 2, Cj A1, Bloco C, Edifício Renoir, Ap 512, Sobradinho

CEP: 73015-123 - Brasília/DF - Brasil

junior-girardi@hotmail.com

*Ao meu Deus, por ter me abençoado e me guiado até aqui, a minha amada esposa e família.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a todos os professores do departamento de pós graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília pelos ensinamentos, em especial os meus orientadores, professor Luís Fernando e professor Márcio Muniz, por terem me ajudado neste processo e pela paciência nos momentos em que tive que priorizar meu trabalho e deixar as atividades de pesquisa em segundo plano.

Agradecimento a Furnas Centrais Elétricas S.A. pelo apoio técnico e financeiro desta pesquisa, mediante o Projeto de P&D (0394-1504/2015), a qual é uma empresa estatal e subsidiária da Eletrobrás, e da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), e a todos os pesquisadores envolvidos no projeto.

Gratidão a todos os funcionários, docentes e discentes frequentadores do Laboratório de Infraestrutura da Universidade de Brasília (Infralab), por fornecerem todos os meios para o desenvolvimento desta dissertação e por propiciarem um ambiente de trabalho amigável e acolhedor.

Agradeço a minha amada esposa Maria Luiza, que sempre me apoiou e incentivou desde o momento que decidi participar do processo seletivo para o mestrado.

Gratidão aos meus pais, Maria Helena e José Ricardo, por terem me dado suporte moral e financeiro mesmo passando por grandes dificuldades econômicas. Também agradeço aos meus pais de consideração do Distrito Federal, Luiz Moreira e Neuza Maria, por me acolherem e serem um grande ponto de apoio meu desde a graduação.

Enfim, muito obrigado a todos que me ajudaram a correr atrás deste objetivo.

## RESUMO

A presente dissertação de mestrado trata da aplicação de uma metodologia simples para determinar os parâmetros de estado crítico ( $\lambda$ ,  $M$ ) e expressá-los em função da percentagem dos materiais (caulim e esferas) e/ou como uma combinação dos parâmetros isolados destes materiais.

Para compor as misturas artificiais, utilizou-se as esferas de vidro Potters do tipo A-072, como material representativo do comportamento de solos granulares (não coesivos), e um caulim da cor creme, como material representativo do comportamento de solos finos (coesivos). Foram realizados ensaios de caracterização para ambos materiais, porém apenas as esferas de vidro foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial convencional. Fez-se os ensaios de mini palheta tradicional, de acordo com a norma D 4648M-13 (ASTM, 2010), para amostras de caulim puro a fim de determinar a velocidade de rotação apropriada na utilização do reômetro para o ensaio de mini palheta, obtendo-se o valor de 30<sup>o</sup>/min. Para amostras de caulim puro e misturas de caulim com esferas de vidro de diversas proporções (80% caulim/20% A-072, 60% caulim/40% A-072, 50% caulim/50% A-072, 40% caulim/60% A-072, 30% caulim/70% A-072), foram realizados os ensaios de penetração de cone, de acordo com a BSI 1377-2 (BSI, 1990), e mini palheta, utilizando um reômetro, com o intuito de estimar de forma indireta os parâmetros  $\lambda$  e  $M$ .

Os resultados mostram que o valor do índice de compressibilidade  $\lambda$  decresce à medida que se aumenta o percentual de esferas na mistura, mostrando uma boa correlação, obtida por regressão linear, em função da percentagem de componentes. A diferença entre  $\lambda$  obtido por meio do ensaio de penetração de cone e do ensaio de mini palheta é em torno de 0,02. Os valores estimados de  $M$  foram muito reduzidos para as misturas, o que indica a necessidade de se aplicar algum fator de normalização na determinação deste por meio da metodologia utilizada.

## ABSTRACT

This master's thesis deals with the development of a simple methodology to determine the critical state parameters ( $\lambda$ ,  $M$ ) and express them as a function of the percentage of the materials (kaolin and spheres) and/or as a combination of the isolated parameters of these materials.

Potters glass spheres of type A-072 were used to compose the artificial mixtures, as material representative of the behavior of granular soils (non-cohesive), and a cream-colored kaolin, as material representative of the behavior of fine soils (cohesive). Characterization tests were performed for both materials, but only the glass spheres were subjected to direct shear and conventional triaxial compression tests. Traditional mini vane tests were carried out, in accordance with standard D 4648M-13 (ASTM, 2010), for pure kaolin samples in order to determine the appropriate rotation speed when using the rheometer for the mini vane test, obtaining the value of 30<sup>0</sup>/min. For samples of pure kaolin and mixtures of kaolin with glass spheres of various proportions (80%<sub>kaolin</sub>/20%<sub>A-072</sub>, 60%<sub>kaolin</sub>/40%<sub>A-072</sub>, 50%<sub>kaolin</sub>/50%<sub>A-072</sub>, 40%<sub>kaolin</sub>/60%<sub>A-072</sub>, 30%<sub>kaolin</sub>/70%<sub>A-072</sub>), cone penetration tests were performed, according to BSI 1377-2 (BSI, 1990), and mini vane, using a rheometer, with in order to indirectly estimate the parameters  $\lambda$  and  $M$ .

The results show that the value of the compressibility index  $\lambda$  decreases almost constantly as the percentage of spheres in the mixture increases, showing a good correlation, obtained by linear regression, as a function of the percentage of components. The difference between  $\lambda$  obtained through the cone penetration test and the mini vane test is around 0,02. The estimated values of  $M$  were very low for the mixtures, which indicates the need to apply some normalization factor in determining this through the methodology used.

# SUMÁRIO

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Identificação do problema.....	2
1.2 Hipótese .....	2
1.3 Justificativa .....	2
1.4 Objetivo .....	3
1.5 Metodologia da realização da pesquisa .....	3
1.6 Estrutura da dissertação .....	3
2 MISTURAS DE SOLOS .....	4
2.1 Classificação usual dos solos na geotecnia.....	4
2.2 Microestrutura das misturas de solos.....	6
2.3 Comportamento mecânico das misturas de solos finos e granulares.....	10
2.3.1 Skempton (1985) .....	11
2.3.2 Georgiannou et al. (1990).....	13
2.3.3 Castello & Polido (1994).....	14
2.3.4 Pitman et al. (1994) .....	16
2.3.5 Thevanayagam & Mohan (2000).....	18
2.3.6 Martins et al. (2001) .....	20
2.3.7 Ferreira & Bica (2006) .....	21
2.3.8 Shipton & Coop (2015) .....	22
2.3.9 Todisco et al. (2018).....	26
3 MÉTODO DE ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO ..	29
3.1 Princípios do modelo Cam-clay.....	29
3.2 Ensaios de penetração de cone e de palheta.....	31
3.3 Obtenção dos parâmetros de estado crítico utilizando os ensaios de penetração de cone e de mini palheta .....	35

4	METODOLOGIA E MATERIAIS .....	39
4.1	Materiais .....	39
4.1.1	Esferas de vidro Potters, tipo A-072.....	40
4.1.2	Caulim creme.....	40
4.2	Ensaio de caracterização e resistência.....	41
4.2.1	Limites de Atterberg: NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016) 42	
4.2.2	Densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ), utilizando o pentapicnômetro Pentapyc 5200e 42	
4.2.3	Granulometria: NBR 7181 (ABNT, 1984).....	43
4.2.4	Índice de vazios máximo (NBR 12004 - ABNT, 1990) e mínimo (NBR 12051- ABNT, 1991).....	43
4.2.5	Ensaio de cisalhamento direto (CD).....	44
4.2.6	Ensaio de compressão triaxial convencional (CTC).....	45
4.3	Ensaio de penetração de cone .....	46
4.4	Ensaio de mini palheta.....	48
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	52
5.1	Caracterização do caulim.....	52
5.2	Caracterização das esferas A-072 .....	55
5.3	Resultados do ensaio de penetração de cone .....	60
5.4	Resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim .....	63
5.5	Resultados do ensaio de mini palheta em amostras de misturas caulim + esferas A-072 70	
5.5.1	Imposição de um único valor de velocidade de rotação padrão para todos os tipos de mistura.....	75
5.5.2	Aferição dos índices físicos das amostras .....	76
5.5.3	Palheta e recipiente utilizados no reômetro.....	77
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	78

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	80
----------------------------------	----

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Características e propriedades dos solos granulares e finos (modificado de Mitchell & Soga, 2005) .....	5
Figura 2.2 - Relações massa-volume em uma mistura de solos saturada (Mitchell & Soga, 2005).....	7
Figura 2.3 – Microestruturas em uma mistura de solos granular (modificado de Thevanayagam & Martin, 2002) .....	8
Figura 2.4 – Índice de vazios máximo e mínimo de uma mistura areia-silte de Monterey (Polito and Martin, 2001) .....	9
Figura 2.5 – Demonstração de como as partículas finas se estabelecem na microestrutura de uma mistura: (a) argila-areia, (b) mica-areia (Mitchell & Soga, 2005).....	10
Figura 2.6 – Resultados de ensaios de resistência drenados em amostras de areia-argila normalmente adensadas (NA) e pré-adensadas(PA) (Skempton, 1985) .....	12
Figura 2.7 - Ensaios de cisalhamento em anel em amostras normalmente adensadas de areia-bentonita (Lupini <i>et al.</i> , 1981).....	12
Figura 2.8 - Trajetórias de tensões efetivas em ensaios de compressão triaxial não drenado em amostras de misturas areia-argila normalmente adensadas, variando a fração de argila (Georgiannou <i>et al.</i> , 1990).....	14
Figura 2.9 – Classificação de misturas argila-areia (Castello & Polido, 1994).....	15
Figura 2.10 – Variação do índice de vazios durante a fase de adensamento em função da fração de finos para amostras de areia com (a) caulinita e (b) sílica triturada (Pitman <i>et al.</i> , 1994).....	17
Figura 2.11 – Efeito da fração de finos na microestrutura do solo composto por areia e silte ao manter o índice de vazios constante (Thevanayagam & Mohan, 2000) .....	19
Figura 2.12 – Comparação entre as linhas de compressão unidimensionais dos solos BRS e SK (Martins <i>et al.</i> , 2001) .....	21
Figura 2.13 – Resultados dos ensaios de compressão unidimensional e isotrópica, onde (a) solo SPF e (b) solo SNF (Shipton & Coop, 2015) .....	24
Figura 2.14 – Resultados dos ensaios de cisalhamento (a) não drenado e (b) drenado no solo SPF (Shipton & Coop, 2015). As nomenclaturas das amostras (PW26, PS19, etc.) foram definidas pelos autores de acordo com o método de preparação da amostra.....	25
Figura 2.15 – Estados críticos do plano volumétrico, sendo (a) os resultados do solo SPF e (b) os resultados do solo SNF (Shipton & Coop, 2015) .....	26

Figura 2.16 – Funções de densidade da distribuição do volume de poros (PSDs) das amostras de SPF submetidas ao ensaio oedométrico (a) e triaxial (b) (Todisco <i>et al.</i> , 2018) .....	28
Figura 3.1 - Diagrama conceitual do comportamento do solo de acordo com a taxa de deformação que lhe é imposta (modificado de Quinn & Brown, 2011).....	33
Figura 3.2 - Relação log-log entre resistência não drenada e teor de umidade (modificado de Koumoto & Houlsby, 2001) .....	34
Figura 3.3 - Relação log-log entre a profundidade de penetração e o teor de umidade (modificado de Koumoto & Houlsby, 2001).....	35
Figura 4.1 - Esferas de vidro Potters, tipo A-072.....	39
Figura 4.2 – Caulim creme fornecido pela BrasilMinas Industria e Comercio LTDA ..	39
Figura 4.3 - Procedimentos dos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo .....	44
Figura 4.4 - Equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento direto.....	45
Figura 4.5 – Equipamentos utilizados no ensaio de penetração de cone.....	47
Figura 4.6 - Reômetro Anton Paar utilizado para o ensaio de mini palheta.....	48
Figura 5.1 - Curva granulométrica da argila caulim, com e sem defloculante.....	52
Figura 5.2 - Escalas Granulométricas adotadas pela ASTM, AASHTO, M.I.T e ABNT (tamanho dos grãos em milímetros) (Castelhano, 2019).....	52
Figura 5.3 – Identificação dos principais argilominerais de acordo com os índices de Casagrande (Holtz & Kovacs, 1981).....	54
Figura 5.4 – Curva granulométrica das esferas A-170 .....	55
Figura 5.5 – Envoltórias de ruptura das esferas A-072 .....	57
Figura 5.6 – Linhas de estado crítico das esferas A-072 .....	58
Figura 5.7 – Variação específica de volume das amostras submetidas ao ensaio CTC, estado saturado e seco.....	59
Figura 5.8 – Influência da forma da partícula no valor do parâmetro $\lambda$ (modificado de Cho <i>et al.</i> , 2006).....	59
Figura 5.9 – Análise gráfica dos resultados do ensaio de penetração de cone ( $\log w - \log h$ ).....	61
Figura 5.10 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de penetração de cone ( $\log w_{caulim} - \log h$ ) .....	63
Figura 5.11 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim, considerando a resistência não drenada $s_u^{reo}$ .....	65

Figura 5.12 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim, considerando a resistência não drenada $s_u^{ASTM}$ .....	65
Figura 5.13 – Relação entre a resistência não drenada e a penetração de cone, considerando $s_u = s_u^{reo}$ .....	67
Figura 5.14 - Relação entre a resistência não drenada e a penetração de cone, considerando $s_u = s_u^{ASTM}$ .....	67
Figura 5.15 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta em misturas de caulim com esferas de vidro A-072 .....	71
Figura 5.16 – Variação do parâmetro $\lambda$ de acordo com o percentual de caulim presente nas amostras submetidas aos ensaios de penetração de cone e mini palheta .....	72
Figura 5.17 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta ( $\log w_{caulim} - \log su/pa$ ) .....	73

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Variáveis de estado intergranulares sugeridas por Thevanayagam & Mohan (2000) para descrever o comportamento mecânico de misturas areia-silte.....	18
Tabela 2.2 – Amostras de SPF submetidas ao ensaio de compressão oedométrica (Todisco <i>et al.</i> , 2018).....	27
Tabela 2.3 - Amostras de SPF submetidas ao ensaio triaxial convencional (Todisco <i>et al.</i> , 2018).....	27
Tabela 3.1 - Invariantes de tensão convencionais de Cambridge.....	30
Tabela 4.1 - Propriedades das Esferas de Vidro Potters (dados fornecidos pelo fabricante) .....	40
Tabela 4.2 – Dados das Esferas de Vidro Potters do tipo A-072 .....	40
Tabela 4.3 – Composição e propriedades controladas do Caulim creme comercializado pela empresa BrasilMinas.....	41
Tabela 4.4 - Peneiras utilizadas no ensaio de granulometria das esferas de vidro .....	43
Tabela 4.5 – Propriedades do cilindro utilizado no ensaio de índice de vazios .....	44
Tabela 4.6 – Amostras submetidas ao ensaio de penetração de cone.....	47
Tabela 4.7 – Dimensões da palheta e do recipiente utilizados no reômetro e o tamanho mínimo que o recipiente deveria ter para atender as recomendações da D 4648M-13 (ASTM, 2010) .....	49
Tabela 4.8 - Misturas submetidas ao ensaio de mini palheta no reômetro.....	51
Tabela 5.1 – Valores dos limites de Atterberg do caulim para diferentes metodologias	53
Tabela 5.2 - Relações numéricas entre os parâmetros de forma e compacidade dos solos granulares uniformes .....	56
Tabela 5.3 - Comparação entre os valores extremos de índice de vazios determinados nos ensaios com os limites estabelecidos por pesquisadores para amostras uniformes.....	56
Tabela 5.4 – Variáveis de resistência obtidas para as esferas A-072 .....	57
Tabela 5.5 – Resultados do ensaio de penetração de cone .....	60
Tabela 5.6 – Coeficientes de ajuste obtidos no ensaio de penetração de cone.....	61
Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim utilizando o reômetro.....	64
Tabela 5.8 – Coeficientes de ajuste obtidos no ensaio de mini palheta em amostras de caulim .....	66
Tabela 5.9 - - Estimativa do fator de cone $K$ .....	68

Tabela 5.10 – Estimativa do parâmetro $M$ para o caulim submetido a velocidade de rotação de $30^0/\text{min}$ no reômetro, seguindo a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016) .....	69
Tabela 5.11 – Estimativa do parâmetro $M$ para o caulim utilizando os coeficientes $A$ e $B$ obtidos no ensaio de penetração de cone, seguindo a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016) .....	69
Tabela 5.12 - Resultados do ensaio de mini palheta em amostras de “caulim+esferasA-072” utilizando o reômetro .....	70
Tabela 5.13 – Coeficientes de ajuste obtidos no ensaio de mini palheta utilizando o reômetro.....	71
Tabela 5.14 – Estimativa do parâmetro $M$ para as misturas de caulim e esferas de vidro A-072, seguindo a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016).....	74

# LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

## ABREVIACÕES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing Materials</i>
BRS	solo residual derivado do arenito de Botucatu
BSI	<i>British Standards Institution</i>
CD	ensaio de cisalhamento direto
CSL	linha de estado crítico ( <i>critical state line</i> )
CTC	ensaio de compressão triaxial convencional
DEM	Método dos Elementos Discretos
EN	<i>European Standards</i>
MIP	porosimetria por injeção de mercúrio ( <i>mercury intrusion porosimetry</i> )
MIT	Massachusetts Institute of Technology
NBR	Norma Técnica
NCL	linha de compressão normal ( <i>normal compression line</i> )
PSDs	distribuição do volume de poros ( <i>pore size distributions</i> )
SK	mistura de areia limpa, de origem fluvial, com caulinita
SPF	<i>sand with plastic fines</i>
SNF	<i>sand with non-plastic fines</i>

## LETRAS ARÁBICAS

<i>a</i>	coeficiente de ajuste (observar Equação 3.4)
<i>A</i>	coeficiente de ajuste (observar Equação 3.5)
<i>b</i>	coeficiente de ajuste (observar Equação 3.4)

$B$	coeficiente de ajuste (observar Equação 3.5)
$C$	percentual de finos em peso
$C_c$	coeficiente de compressibilidade
$C_u$	coeficiente de uniformidade
$c'$	coesão
$e$	índice de vazios
$e_c$	índice de vazios no estado crítico
$e_f$	índice de vazios da fração fina
$e_G$	índice de vazios da fase granular
$e_{max}$	índice de vazios máximo
$e_{min}$	índice de vazios mínimo
$e_s$	índice de vazios da fração granular
$FC$	fração de finos em porcentagem de peso de sólidos
$G_S$	densidade relativa dos grãos
$G_{SC}$	densidade relativa dos grãos finos
$G_{SG}$	densidade relativa dos grãos da fase granular
$h$	penetração do cone
$IP$	índice de plasticidade
$K$	fator de cone
$LP$	limite de plasticidade
$LL$	limite de liquidez
$M$	inclinação da linha de estados críticos
$n$	velocidade de rotação ou taxa de deformação do ensaio de mini palheta
$N_{ch}$	fator de capacidade de carga;
$p$	tensão normal média (invariante convencional de Cambridge)

$p'$	tensão normal média efetiva (invariante convencional de Cambridge)
$p_a$	pressão atmosférica
$Q$	peso do cone
$q$	tensão desviadora (invariante convencional de Cambridge)
$q_f$	tensão desviadora de ruptura
$R$	arredondamento dos grãos
$S$	esfericidade dos grãos
$s_u$	resistência ao cisalhamento não drenada do solo
$s_u^{ASTM}$	resistência ao cisalhamento não drenada, calculada por meio da constante de palheta sugerida pela D 4648M-13 (ASTM, 2010)
$s_{ud}$	resistência ao cisalhamento não drenada do solo sob condições dinâmicas
$s_u^{reo}$	resistência cisalhante não drenada calculada pelo software do reômetro
$T$	torque
$t$	tempo
$V$	volume
$V_C$	volume de finos
$V_{GS}$	volume de sólidos da fase granular
$V_{GV}$	volume de vazios da fase granular
$V_W$	volume de água
$w$	teor de umidade
$W$	peso
$w_{caulim}$	teor de umidade do caulim
$w_L$	teor de umidade referente ao limite de liquidez
$w_P$	teor de umidade referente ao limite de plasticidade

## LETRAS GREGAS

$\beta$	ângulo de ponta do cone
$\gamma$	deformação cisalhante
$\gamma_w$	peso específico da água
$\zeta$	fator de relação entre a resistência ao cisalhamento não drenada sob condições estáticas e a mesma sob condições dinâmicas
$\kappa$	índice de recompressão volumétrica
$\lambda$	índice de compressibilidade volumétrica
$\mu$	viscosidade
$\nu$	volume específico
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\rho$	regularidade dos grãos
$\phi_{cs}$	ângulo de atrito crítico
$\phi'$	ângulo de atrito efetivo
$\psi$	parâmetro de estado
$\psi_s$	parâmetro de estado da fração granular
$\psi_f$	parâmetro de estado da fração fina

# 1 INTRODUÇÃO

No campo da Geotecnia, os solos são classificados em dois tipos básicos, de acordo com a composição e o comportamento mecânico: granulares/não coesivos e finos/coesivos. No desenvolvimento de um modelo constitutivo capaz de simular com êxito estes tipos extremos de comportamento, pensava-se, por consequência, que este modelo também seria capaz de simular solos com um comportamento intermediário.

A partir da década de 1960, algumas características da mecânica dos solos foram incorporadas aos conceitos da teoria matemática da elastoplasticidade, resultando no bem conhecido modelo Cam-clay (Roscoe *et al.*, 1958; Schofield & Wroth, 1968). Este modelo e alguns outros baseados nos conceitos de Estados Críticos têm sido largamente utilizados para simular o comportamento de solos, visto que tanto as argilas quanto as areias seguem os princípios estabelecidos pela teoria dos Estados Críticos.

Martins *et al.* (2001) investigaram os efeitos da presença de finos plásticos em solos arenosos no que diz respeito à variação da compressibilidade e da posição da linha de compressão normal (NCL – “*normal compression line*”) no plano “ $e \times \ln p$ ”. Foi observado que as amostras com fração de finos de 20% a 30% não convergiam para uma NCL única. Na verdade, havia várias linhas de compressão paralelas entre si. Ferreira & Bica (2006) comprovaram as conclusões de Martins *et al.* (2001) e ainda mostraram que também não é possível determinar uma única linha de estado crítico para determinadas misturas de areia com argila.

O comportamento apresentado por estas misturas não se enquadra na teoria dos Estados Críticos e foi denominado como comportamento transicional. A origem do termo “transicional” se refere ao modo de comportamento intermediário entre o que é apresentado pelas argilas e areias, já que este comportamento foi observado primeiramente em misturas de solos granulares e finos. Coop (2015) define os solos transicionais como sendo os solos cujo o volume específico inicial continua a ter influência sobre comportamento mecânico mesmo quando a amostra é submetida a elevadas deformações, de modo que não é possível determinar uma única linha de compressão normal ou de estado crítico com os ensaios de resistência convencionais. Apesar de a maioria dos solos com comportamento transicional conhecidos serem misturas produzidas em laboratório, a busca pelas razões fundamentais para a existência

deste comportamento e a simulação numérica do fenômeno tornaram-se objetos de pesquisa para geotécnicos ao redor do mundo.

A identificação da faixa de composição de uma mistura de solos fino e granular onde pode-se desenvolver o comportamento transicional, como também uma simples análise de variáveis e parâmetros na transição do comportamento não coesivo para o coesivo dependem de uma vasta série de ensaios de compressibilidade e resistência, cuja demanda de tempo e recursos podem inviabilizar o processo. Assim, a busca por uma metodologia simples para realizar estas análises é a motivação principal do desenvolvimento desta dissertação.

## **1.1 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA**

Como aplicar uma metodologia simples para determinar os parâmetros de estado crítico ( $\lambda$ ,  $M$ ) e expressá-los em função da percentagem dos materiais (caulim e esferas) e/ou como uma combinação dos parâmetros isolados destes materiais?

## **1.2 HIPÓTESE**

Partindo da metodologia de Farias & Llano-Serna (2016) e de dados obtidos através de ensaios de mini-palheta, penetração de cone e triaxiais convencionais para amostras compostas por diversas frações de esferas de vidro e caulim, é possível aplicar uma metodologia simples para determinar os parâmetros de estado crítico ( $\lambda$ ,  $M$ ) e expressá-los em função da percentagem dos materiais (caulim e esferas) e/ou como uma combinação dos parâmetros isolados destes materiais.

## **1.3 JUSTIFICATIVA**

Farias & Llano-Serna (2016) desenvolveram uma metodologia simples para estimar os parâmetros críticos de resistência ( $M$ ) e deformabilidade ( $k$ ,  $\lambda$ ) para amostras de argila deformadas/remoldadas e normalmente adensadas (NA), porém tal metodologia apresenta potencial de ser aplicada a misturas de materiais finos e granulares, desde que o comportamento ainda seja predominantemente coesivo. Assim, pode-se determinar os parâmetros de estado crítico ( $\lambda$ ,  $M$ ) e expressá-los em função da percentagem dos materiais (caulim e esferas) e/ou como uma combinação dos parâmetros isolados destes materiais.

## **1.4 OBJETIVO**

Aplicar uma metodologia simples para determinar os parâmetros de estado crítico ( $\lambda$ ,  $M$ ) e expressá-los em função da percentagem dos materiais (caulim e esferas) e/ou como uma combinação dos parâmetros isolados destes materiais.

## **1.5 METODOLOGIA DA REALIZAÇÃO DA PESQUISA**

A abordagem adotada nesta dissertação foi a hipotética dedutiva. Fez-se apenas observações diretas, já que todos os dados necessários para alcançar o objetivo proposto são determinados por ensaios.

## **1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

No capítulo 1, já apresentado, são explanados, de forma breve, o tema escolhido e os problemas, hipóteses e objetivos desta dissertação.

No capítulo 2 é apresentada a teoria básica de classificação dos solos e de análise de misturas de solos finos e granulares, seguidas de resumos de alguns trabalhos relacionadas à mecânica das misturas de solos e comportamento transicional.

No capítulo 3 é mostrada a metodologia desenvolvida por Farias & Llano-Serna (2016) para estimar os parâmetros de estado crítico para amostras de argila deformadas/remoldadas e normalmente adensadas, juntamente com a teoria relacionada aos ensaios de penetração de cone e de palheta.

No capítulo 4 detalha-se os materiais e a metodologia a ser empregada com o intuito de cumprir o objetivo proposto na dissertação. São apresentados todos os ensaios e procedimentos a serem realizados.

No capítulo 5 é apresentada a análise de todos os resultados experimentais, baseada em dados levantados de outros trabalhos e no comportamento esperado de acordo com as fontes teóricas consultadas.

No capítulo 6 encontram-se as conclusões da presente dissertação, de acordo com a hipótese adotada e o objetivo estipulado, e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas à temática aqui abordada.

## **2 MISTURAS DE SOLOS**

Na geotecnia não há um consenso sobre a definição e aplicação dos termos “comportamento transicional” e “solos transicionais”. Nesta dissertação, segue-se a definição já apresentada de Coop (2015) sobre o que é o comportamento transicional.

Neste capítulo apresenta-se uma breve revisão sobre a classificação dos solos, uma análise sobre os possíveis arranjos estruturais formados em uma mistura de solos finos e granulares e algumas pesquisas relacionadas ao comportamento mecânico das misturas de solos, com destaque para os que apresentam comportamento transicional.

### **2.1 CLASSIFICAÇÃO USUAL DOS SOLOS NA GEOTECNIA**

As propriedades de engenharia do solo dependem da sua composição e de diversos fatores ambientais. Entre os fatores composicionais, os mais relevantes para as propriedades mecânicas são: tipos de minerais constituintes, quantidade de cada mineral, tipos de cátions absorvidos, forma, tamanho e distribuição granulométrica dos grãos; estrutura da água presente nos poros e presença de outras substâncias, como matéria orgânica, sílica, alumínio e óxidos de ferro (Mitchell & Soga, 2005).

O usual na engenharia geotécnica é classificar os solos analisando o tamanho dos grãos constituintes e a distribuição destes. Por meio destas classificações, tem-se ideia de quais fatores são determinantes para as propriedades mecânicas do solo, cujos valores devem ser estimados para a execução segura de obras de geotecnia.

Os solos são classificados como grossos, granulares ou não coesivos se a fração de massa de pedregulho e areia for maior que 50%; e como finos ou coesivos se a fração de massa de silte e argila for igual ou maior que 50% (ASTM, 1983). As propriedades de engenharia dos solos granulares são determinadas geralmente pela pressão confinante aplicada e pelo estado de densidade relativa, que é a relação do índice de vazios atual com os valores máximo e mínimo possíveis de serem aplicados ao solo analisado. Já as propriedades mecânicas dos solos finos são ditadas pelo estado de rigidez, presença de água, histórico de tensões e índices de plasticidade e liquidez. Um resumo sobre a caracterização e o comportamento dos solos granulares e finos pode ser visto na Figura 2.1.

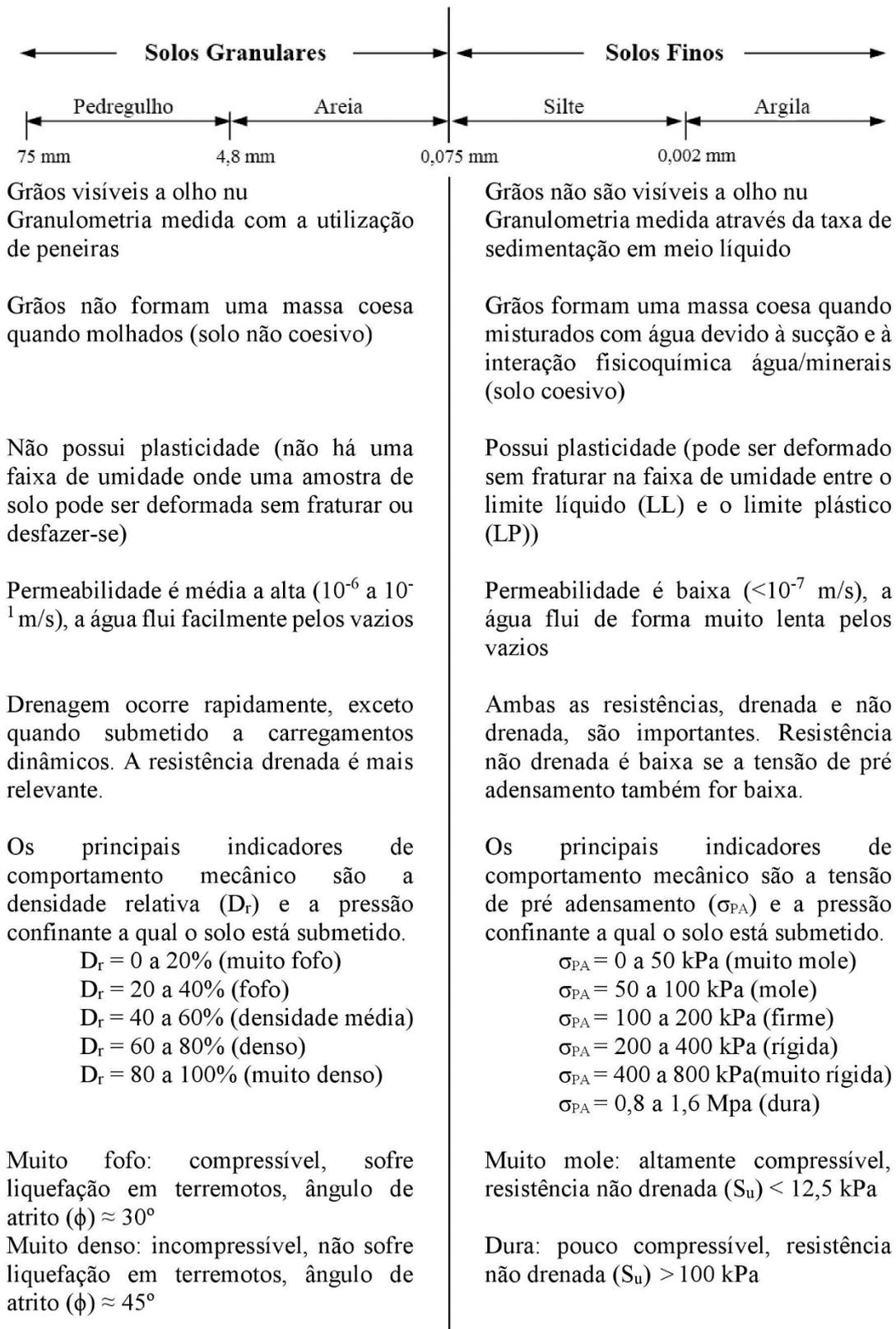


Figura 2.1 – Características e propriedades dos solos granulares e finos (modificado de Mitchell & Soga, 2005)

Ao produzir uma mistura de solos finos e granulares, não é possível afirmar que este solo resultante apresentará um comportamento diferente do solo granular ou fino que o compõe. Se a fração de finos da mistura for muito reduzida, a mistura se comportará praticamente como um solo granular puro e o mesmo vale para a situação inversa.

Na análise de uma mistura de solos, é fundamental determinar uma faixa de composição em que ocorre uma transição do comportamento típico coesivo para o não coesivo. Um modo de determinar esse regime de transição é observando a microestrutura da mistura, o que é demonstrado na seção a seguir.

## **2.2 MICROESTRUTURA DAS MISTURAS DE SOLOS**

As chamadas forças de superfície presentes nas partículas do solo exercem pouca influência no comportamento mecânico dos solos granulares devido ao peso e ao tamanho elevados das partículas dominantes neste tipo de solo, enquanto que nos solos finos as forças de superfície possuem grande importância, exemplificado pelo fato de a água ser fortemente atraída e adsorvida na superfície das partículas de argila. Como resultado, quanto maior a proporção de finos em um solo, maiores serão a plasticidade, a compressibilidade e o potencial de contração e dilatação do solo, porém menores serão a condutividade hidráulica e o ângulo de atrito.

A fase sólida de um solo misturado qualquer pode ser dividida em uma “fase fina”, composta pela fração de solos finos, e uma “fase granular”, composta pela fração de solos granulares. Assumindo a aproximação de que toda a água presente no solo está associada com a fase fina, a quantidade de finos necessária para preencher os vazios da fase granular, impedindo o contato entre os grãos que a compõem, pode ser estimado através da quantidade de água presente no solo (Mitchell & Soga, 2005). As relações entre a massa e o volume das fases que compõem uma mistura de solos saturada são demonstradas na Figura 2.2, onde: “ $W$ ” equivale ao peso, “ $V$ ” ao volume, “ $C$ ” ao percentual de finos em peso, “ $G_{SC}$ ” a densidade relativa dos grãos finos, “ $w$ ” ao percentual de umidade, “ $\gamma_w$ ” ao peso específico da água e “ $G_{SG}$ ” a densidade relativa dos grãos da fase granular.

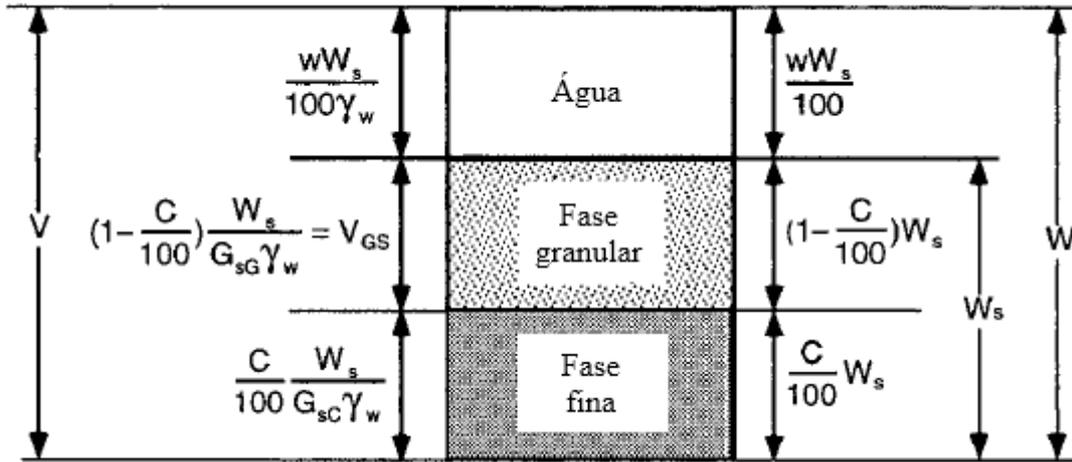


Figura 2.2 - Relações massa-volume em uma mistura de solos saturada (Mitchell & Soga, 2005)

O volume de vazios da fase granular ( $V_{GV}$ ) é dado pela seguinte equação,

$$V_{GV} = e_G V_{GS} = \left(1 - \frac{C}{100}\right) \frac{W_s}{G_{SG} \gamma_w} e_G \quad (2.1)$$

onde  $e_G$  é o índice de vazios da fase granular e  $V_{GS}$  é o volume de sólidos da fase granular.

Quando a água e as partículas finas preenchem completamente os vazios da fase granular, a soma dos volumes de água ( $V_w$ ) e finos ( $V_c$ ) é dada pela equação:

$$V_w + V_c = \frac{w}{100} \frac{W_s}{\gamma_w} + \frac{C}{100} \frac{W_s}{G_{SC} \gamma_w} \quad (2.2)$$

A Eq. 2.2 é equivalente ao volume de vazios da fase granular, resultando na igualdade apresentada na seguinte equação:

$$\frac{w}{100} + \frac{C}{100 \cdot G_{SC}} = \left(1 - \frac{C}{100}\right) \frac{e_G}{G_{SG}} \quad (2.3)$$

Aplicando valores usualmente encontrados para os parâmetros da Equação 2.3, a mesma indica que é necessário, no mínimo, que um terço da fase sólida seja composta por partículas finas ( $C \approx 33\%$ ) para que o contato direto entre os grãos que compõem a fase granular seja impedido e a fase fina dite o comportamento mecânico do solo (Mitchell & Soga, 2005).

A Figura 2.3 apresenta arranjos intergranulares possíveis em uma amostra contendo dois tipos de partículas com tamanho distinto e forma semelhante. No arranjo (i) as partículas finas se encaixam nos espaços vazios formados entre as partículas grossas. Neste caso, o comportamento mecânico é pouco afetado pela presença das partículas finas, pois as forças externas que forem aplicadas serão transmitidas apenas através dos contatos entre

as partículas grossas. Nas configurações (ii) e (iii) as partículas finas ocupam o espaço vazio, mas também separam as partículas grossas, impedindo parte do contato direto entre elas. Nessa situação, as partículas podem reforçar a estrutura das partículas grossas ou torná-la instável. Conforme a proporção de partículas finas for aumentando, as partículas grossas tendem a se separar e ficar imersas na fração de finos, como é ilustrado no caso (iv). Neste arranjo o comportamento mecânico da mistura de solos é ditado pela fração fina e as partículas grossas podem ou não contribuir para o aumento da resistência ao cisalhamento. A fração de finos necessária para formar o arranjo (iv) depende dos solos que compõem a mistura, mas é comum este valor estar na faixa de 25% a 45% de finos (Polito e Martin, 2001).

Na produção de amostras com mais de um tipo de solo, deve-se atentar para o método de mistura ou deposição a ser utilizado, a fim de evitar a formação de microestruturas onde os grãos são dispostos em camadas, não havendo uma uniformidade de distribuição. Neste caso algumas propriedades da amostra terão variância significativa, como a resistência ao cisalhamento cujos valores dependerão da região onde o plano cisalhante passar.

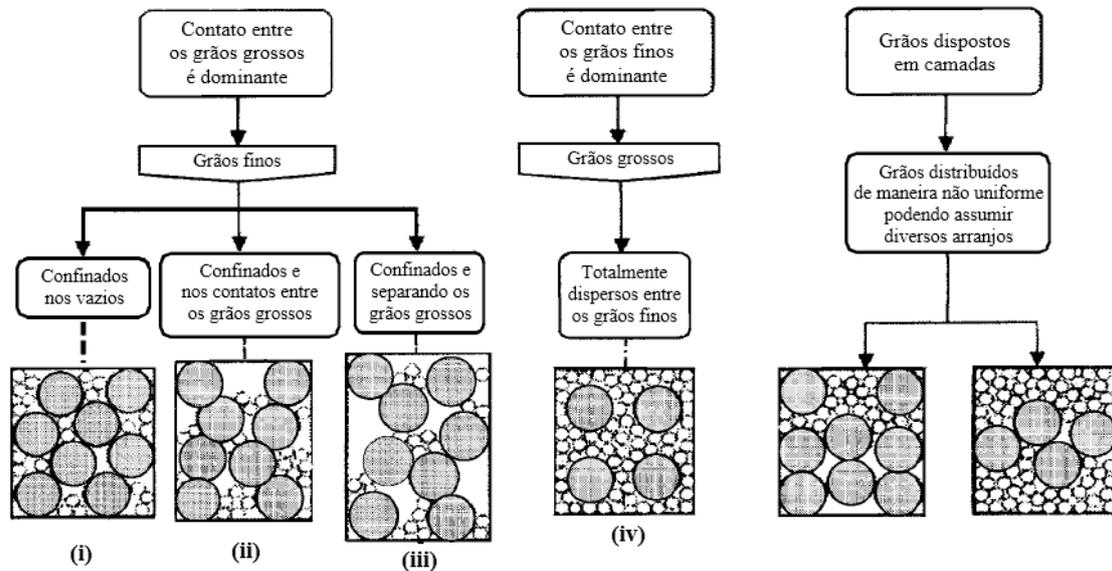


Figura 2.3 – Microestruturas em uma mistura de solos granular (modificado de Thevanayagam & Martin, 2002)

Nas configurações (i), (ii) e (iii), o índice de vazios da fase granular pode ser utilizado para a análise do efeito dos finos no solo. Caso duas misturas tenham diferentes frações de finos, porém o mesmo índice de vazios granular e propriedades mecânicas semelhantes, os grãos finos somente ocuparão o espaço vazio, conseqüentemente os valores da resistência ao cisalhamento serão próximos.

Quando uma mistura de solos assume a configuração (iv), o aumento da fração de finos acarreta no aumento dos índices de vazios máximo e mínimo. Observa-se na Figura 2.4 que inicialmente os índices de vazios máximo e mínimo de uma mistura areia-silte diminuem com o aumento da fração de silte, mas a partir do ponto em que o silte torna-se dominante, ou seja, responsável pelo comportamento mecânico da mistura, ambos índices de vazios extremos aumentam.

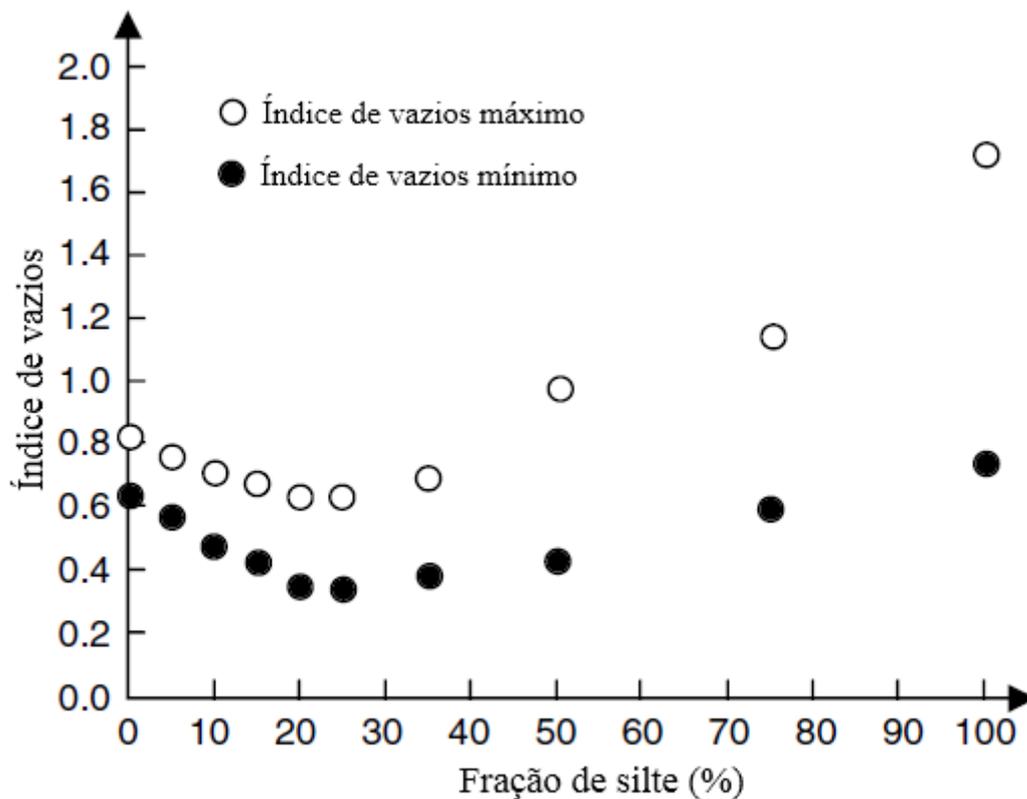
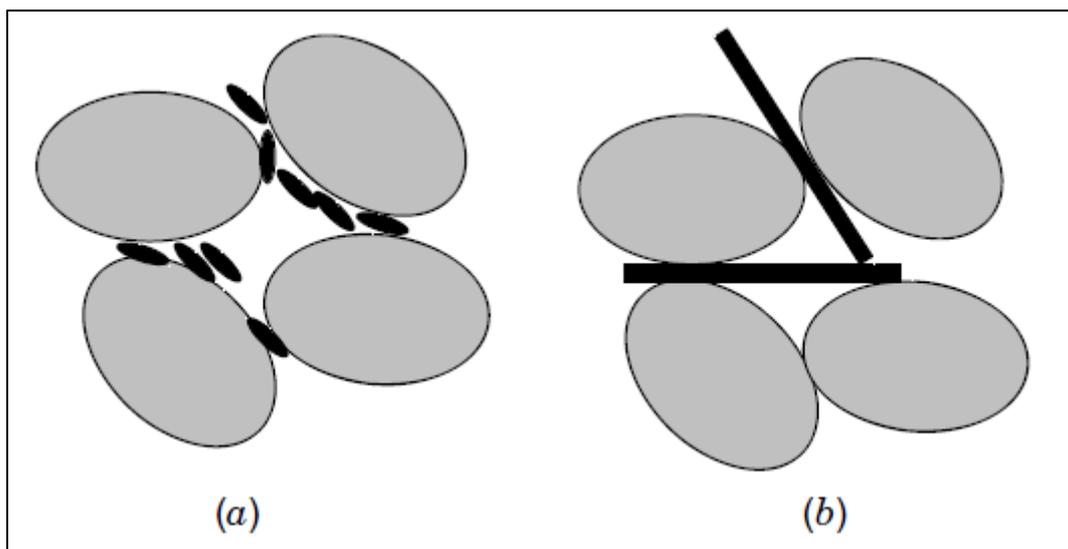


Figura 2.4 – Índice de vazios máximo e mínimo de uma mistura areia-silte de Monterey (Polito and Martin, 2001)

O comportamento apresentado na Figura 2.4 não é regra para todo tipo de mistura. A forma e as propriedades físicoquímicas das partículas finas influenciam na estabilidade e na configuração da microestrutura dos solos misturados. As partículas de argila aderem na superfície dos grãos de areia e geram o mesmo efeito que o silte nos índices de vazios extremos (Hight *et al.*, 1998), atuando como agente lubrificante no contato intergranular e tornando o solo menos estável (Figura 2.5a). As partículas de mica, devido a sua forma laminar e maior extensão, abrem espaço entre os grãos de areia (Figura 2.5b) e, com isso, aumentam o índice de vazios. O efeito da mica em uma mistura com areia no que diz respeito a deformação e resistência depende da orientação das partículas de mica e do tipo de cisalhamento aplicado (Hight *et al.*, 1998).



**Figura 2.5 – Demonstração de como as partículas finas se estabelecem na microestrutura de uma mistura: (a) argila-areia, (b) mica-areia (Mitchell & Soga, 2005)**

A presença de finos em solos granulares pode influenciar a relação tensão-deformação usual destes. Os efeitos dependerão da quantidade de finos, do tamanho e forma das partículas e dos métodos de preparação das amostras. O tópico a seguir contém informações de alguns pesquisadores sobre o comportamento mecânico das misturas de solos finos e granulares.

### **2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS DE SOLOS FINOS E GRANULARES**

Viu-se que o comportamento mecânico das misturas de solos finos e granulares depende diretamente da sua composição, podendo ter um comportamento típico de solos puramente coesivos ou não coesivos. A complicação na análise destes tipos de solo ocorre quando este apresenta o denominado comportamento transicional. A definição dos intervalos de composição onde cada tipo de solo torna-se dominante e as características do comportamento transicional foram objetos de estudo de vários pesquisadores.

Neste tópico encontra-se uma relação, em ordem cronológica, de algumas pesquisas relacionadas ao comportamento mecânico das misturas de solos, destacando os resultados e as conclusões relevantes para a temática desta dissertação.

### 2.3.1 SKEMPTON (1985)

Skempton (1985) analisou o desenvolvimento da força residual de solos compostos por argila e areia.

A força residual é o mínimo valor constante obtido em solos submetidos a pequenos incrementos de forças cisalhantes e elevados deslocamentos. Em argilas pré-adensadas, os deslocamentos necessários para causar a queda do valor da força de resistência para o residual são geralmente bem maiores que os necessários para atingir a força de pico e o estado crítico. Assim, a força residual não é relevante para a análise de estabilidade de solos que nunca sofreram cisalhamento, mas em casos onde há superfícies de cisalhamento pré-existentes, os valores das forças de resistência atuantes serão próximos aos residuais.

O comportamento pós pico de argilas pré-adensadas em ensaios de resistência drenados deve-se, primeiramente, ao incremento do teor de umidade e depois à reorientação das partículas de argila em direção paralela a da força de cisalhamento. Ao final desse primeiro estágio, o solo atinge o estado crítico. Em valores elevados de deslocamento, quando a reorientação das partículas é completa, a força de resistência reduz até atingir um valor constante, sendo este valor a força residual. Já nas argilas normalmente adensadas, o comportamento pós pico deve-se apenas ao fenômeno da reorientação das partículas.

Em misturas, os efeitos da reorientação das partículas só são observados em amostras com percentual de finos (argila) acima de 20-25% (Figura 2.6a). Logo os solos com fração de argila inferior a este intervalo apresentam comportamento típico de solos granulares (Figura 2.6b), com valores de ângulo de atrito residual maiores do que 20°, próximo ao ângulo de atrito crítico. Se a fração de argila for superior a 50%, a força residual é controlada basicamente pelo atrito decorrente do deslizamento entre os argilominerais.

Quando a fração de argila se situa entre 25% e 50%, existe um tipo de transição do comportamento, visto que a força residual é dependente da porcentagem de partículas de argila e da sua natureza. A mudança de comportamento de areia para argila pode ser observada na Figura 2.7, que mostra os resultados de uma série de ensaios de anel de cisalhamento, em amostras normalmente adensadas de areia com argila do tipo bentonita. Nota-se que à medida que a fração de argila aumenta, há um distanciamento de valores

entre o ângulo de atrito de pico e o ângulo de atrito residual, evidenciando a ocorrência do fenômeno da reorientação das partículas e, conseqüentemente, do domínio da fração de argila no comportamento mecânico do solo.

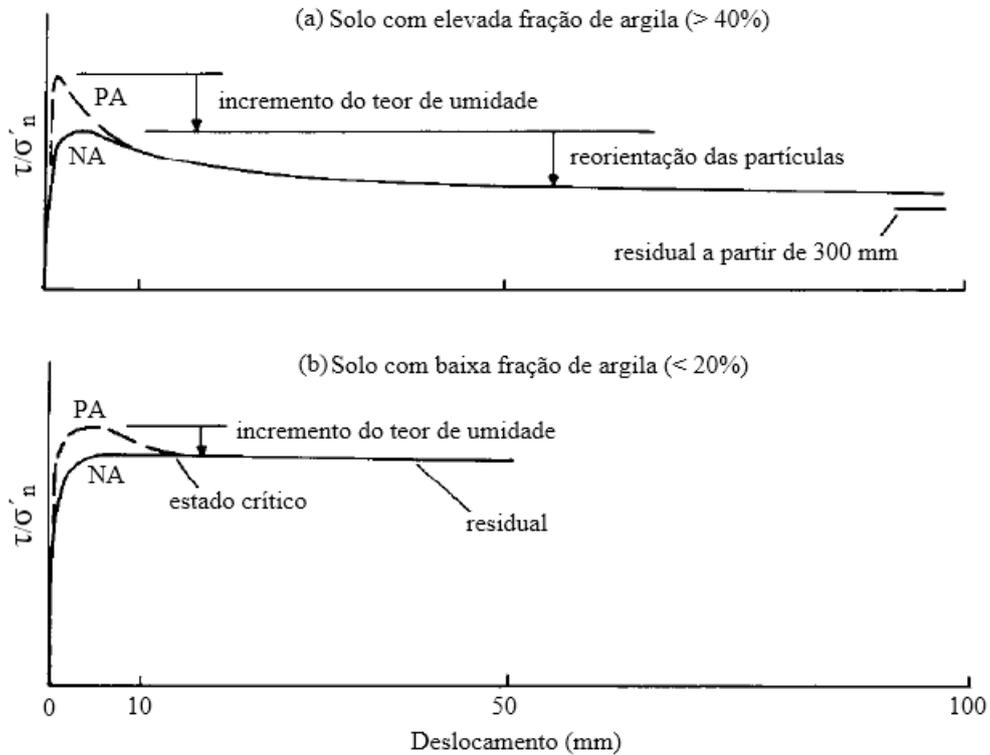


Figura 2.6 – Resultados de ensaios de resistência drenados em amostras de areia-argila normalmente adensadas (NA) e pré-adensadas (PA) (Skempton, 1985)

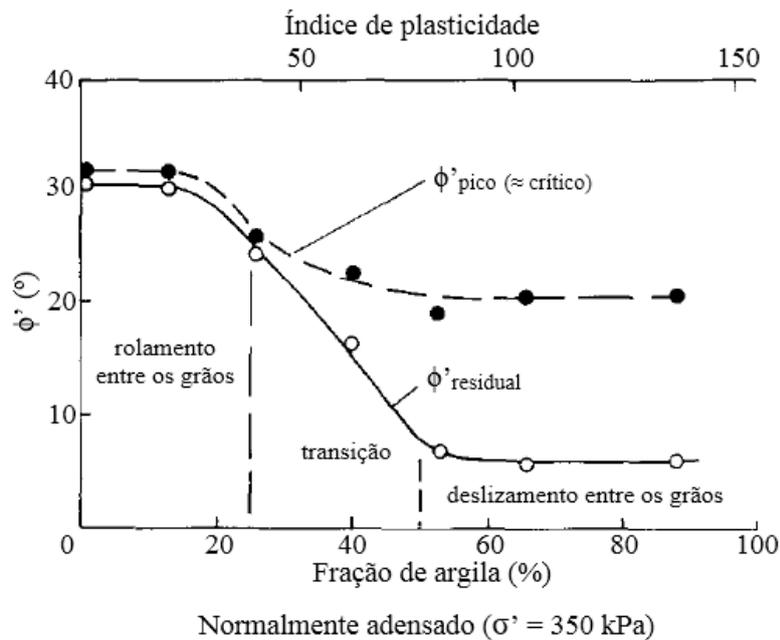


Figura 2.7 - Ensaios de cisalhamento em anel em amostras normalmente adensadas de areia-bentonita (Lupini *et al.*, 1981).

### 2.3.2 GEORGIANNOU ET AL. (1990)

Georgiannou *et al.* (1990) realizaram estudos experimentais em misturas de argila caulim e areia do rio Ham (Nova Zelândia) com ensaios não drenados de cisalhamento e triaxiais de compressão e extensão, observando o comportamento das misturas com a variação da fração de argila, do índice de vazios granular e outros fatores relevantes na relação tensão-deformação dos solos.

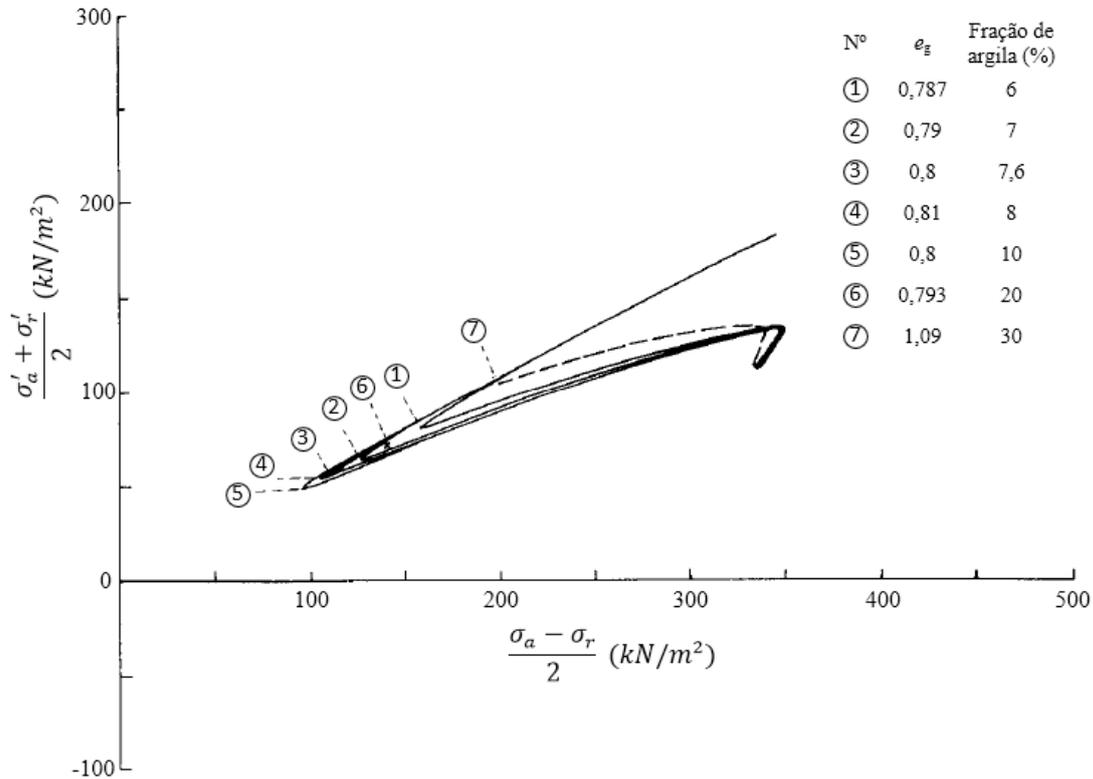
Em areias que possuem pequenas frações de argila, o comportamento durante o cisalhamento é ditado pela fase granular da amostra. O espaço ocupado pela fase granular pode ser descrito pelo índice de vazios granular (Equação 2.1).

O efeito da argila em uma areia argilosa (areia que possui de 5% a 15% de argila) depende de vários fatores, como a granulometria da areia, a mineralogia da argila e a distribuição da argila no solo. Analisando o modo de deposição ao qual o solo foi submetido em sua formação, é possível determinar a distribuição de argila. Por exemplo, a sedimentação contemporânea de areia e argila faz com que a distribuição dos contatos e o espaçamento da fase granular seja mais afetado pela fração de argila do que em outros modos de deposição, nos quais a argila é lavada da estrutura granular.

Para produzir as amostras, os autores definiram dois processos a depender da fração de argila almejada. As amostras que continham até 10% de argila foram produzidas por meio da sedimentação da areia em uma suspensão de argila em água destilada. Este procedimento não é simples, mas a fração de argila é distribuída de maneira uniforme ao longo da amostra gerada. Já as amostras com 20% a 30% de argila foram feitas misturando as frações de solos inicialmente em estado seco e adicionando água aos poucos na mistura até o momento em que fosse observado a presença de água livre na superfície.

O efeito do aumento da fração de argila no comportamento não drenado de amostras normalmente adensadas de misturas de areia e argila pode ser observado na Figura 2.8, que mostra as trajetórias de tensões efetivas (TTEs) em um ensaio de compressão triaxial não drenado. As TTEs são semelhantes, diferenciando-se apenas pelo ponto de transformação de fase. Observando os pontos de transformação de fase, nota-se uma redução da tensão desviadora e um aumento da deformação axial à medida que a fração de argila aumenta no intervalo de 6% a 10%. Contudo, há um comportamento reverso

quando a fração de argila atinge 20%. A amostra com 30% apresenta pouca dilatação e a fragilidade não drenada (diferença entre o valor da resistência não drenada no pico e o valor da resistência não drenada no estado crítico) é reduzida. Com 30% de fração de argila, a amostra já começa a apresentar um comportamento semelhante ao da argila pura, sendo que as amostras normalmente adensadas de caulim não apresentam dilatação.



**Figura 2.8 - Trajetórias de tensões efetivas em ensaios de compressão triaxial não drenado em amostras de misturas areia-argila normalmente adensadas, variando a fração de argila (Georgiannou *et al.*, 1990)**

Nos ensaios de extensão triaxial, as pequenas mudanças na fração de argila não causam mudanças evidentes no comportamento das amostras.

Os autores também concluíram que a influência do índice de vazios granular no comportamento mecânico de areias argilosas é similar a influência do índice de vazios em areias puras.

### 2.3.3 CASTELLO & POLIDO (1994)

Castello & Polido (1994) classificam as misturas de argila e areia como misturas “com pouca areia”, “com areia” e “com muita areia”, conforme ilustra a Figura 2.9. Considera-se que os grãos de areia são incompressíveis e que se a fração de areia em pequenas proporções numa mistura com argila é inerte, servindo apenas para diminuir o volume

relativo da matriz argilosa na mistura. A matriz argilosa de uma mistura com “pouca areia” é comprimida uniformemente e não há alteração do arranjo formado pelos grãos de areia. A compressão da matriz argilosa de uma mistura “com areia” não é uniforme, havendo concentrações de tensões nos grãos de areia, mas o arranjo geral é mantido. Já em uma mistura “com muita areia” a compressibilidade da amostra ocorre principalmente na fração arenosa, que apresenta alteração de seu arranjo durante o processo.



**Figura 2.9 – Classificação de misturas argila-areia (Castello & Polido, 1994)**

Os autores sugerem uma normalização dos parâmetros de compressão oedométrica e de índices físicos que permita correlacionar esses valores de solos argilosos quando “puro” (sem areia) com este mesmo solo quando misturado com diferentes proporções de areia. As normalizações foram propostas para umidade, índice de vazios, altura (ou volume) e índice de compressão, e se restringem à condição de argila com pouca areia. Eles definem o termo índice de vazios normalizado, que é o teor de vazios da argila, indicando que em uma mistura de argila com pouca areia não existe contato intergranular entre os grãos de areia e o comportamento é controlado pelas propriedades da matriz argilosa.

Poucos dados experimentais foram utilizados para verificar as normalizações propostas, apresentando apenas resultados de ensaios de compressão oedométrica e de limites de Atterberg realizados em misturas de uma mesma argila natural e areia em diferentes proporções. Os resultados experimentais indicam que para porcentagens superiores a aproximadamente 40% de fração de finos, as normalizações para os limites de Atterberg se mostram válidas. Para a normalização do índice de compressão, a porcentagem a ser considerada para a fração de finos foi igual ou superior a 50%.

#### 2.3.4 PITMAN ET AL. (1994)

Pitman *et al.* (1994) estudaram os efeitos da fração de finos e da granulometria no colapso de amostras saturadas de areia no estado fofo, em ensaios triaxiais não drenados. Diversas frações de finos (10%, 20%, 30%, 40%) plásticos (caulinita) e não plásticos (sílica triturada) e areia fina foram testadas e imagens da microestrutura das amostras com finos foram feitas utilizando o escaneamento microscópico eletrônico.

Os resultados dos ensaios não drenados indicaram que há pouca diferença no comportamento mecânico entre as amostras com finos plásticos e não plásticos e que a mudança da granulometria, feita através da adição de areia fina, não gerou mudanças notáveis na trajetória de tensões entre as amostras.

Com a fração de finos equivalente a 30%, é notável a redução da tendência das amostras ao amolecimento. Quando a fração de finos chega a 40% as amostras apresentam um comportamento dúctil, indicando que nesta proporção os finos ditam o comportamento mecânico da mistura.

A Figura 2.10 apresenta a variação do índice de vazios das amostras com finos durante a fase de adensamento. O número subscrito ao símbolo do índice de vazios indica a tensão confinante aplicada durante o adensamento em kPa, já o subscrito “i” indica o índice de vazios inicial das amostras. A variação do índice de vazios das amostras com caulinita é mais acentuada, pois trata-se de um solo fino do tipo plástico e, portanto, mais compressível. Nota-se também que o índice de vazios reduz a medida que a fração de finos aumenta até 20%, mas cresce a partir deste ponto com o aumento da fração de finos, levando a conclusão de que esse mínimo valor do índice de vazios coincide com o momento em que o comportamento do solo começa a ser dominado pela fração fina.

Fez-se o escaneamento microscópico eletrônico nas amostras com caulinita e sílica triturada nas proporções de 20% e 40%. As observações foram baseadas em duas escalas: micro ( $<200 \mu\text{m}$ ) e macro ( $\geq 200 \mu\text{m}$ ). Na macro escala, a estrutura intergranular das amostras é semelhante, sendo que quando a fração de finos é 20% ainda há algum contato entre os grãos de areia, mas quando a fração é 40% estes encontram-se dispersos entre os finos. Já na microescala, nota-se algumas diferenças. As partículas de caulinita apresentam um formato mais achatado e se encaixam na superfície dos grãos de areia, tornando a mistura mais compacta.

Os resultados levaram a conclusão de que a quantidade de 30% de finos seria um valor limite onde a fração fina dita o comportamento mecânico do solo e que no intervalo de teor de finos de 20% a 30% há uma transição de comportamento.

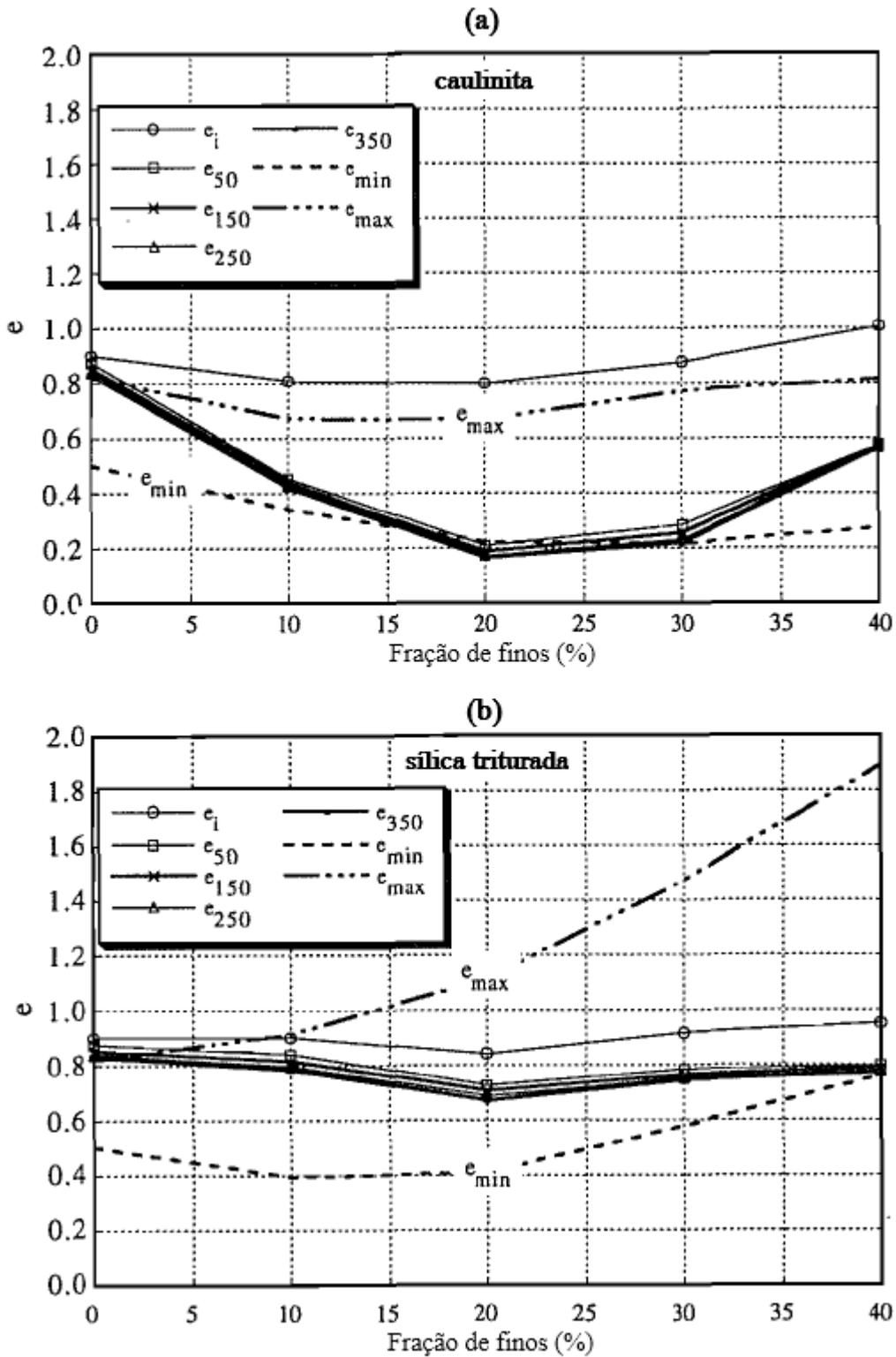


Figura 2.10 – Variação do índice de vazios durante a fase de adensamento em função da fração de finos para amostras de areia com (a) caulinita e (b) sílica triturada (Pitman *et al.*, 1994)

### 2.3.5 THEVANAYAGAM & MOHAN (2000)

Thevanayagam & Mohan (2000) apresentaram novas variáveis de estado para descrever o comportamento mecânico em ensaios triaxiais não drenados de misturas areia-silte, comparando com o comportamento da areia e do silte puros. Os fenômenos observados para descrever o comportamento mecânico dos solos no estado crítico são estendidos para as misturas areia-silte, introduzindo os índices de vazios intergranulares e os parâmetros de estado intergranulares.

O uso das variáveis de estado crítico índice de vazios e parâmetro de estado “ $\psi$ ” ( $\psi = e - e_c$ , onde “ $e_c$ ” equivale ao índice de vazios no estado crítico) como únicos indicativos dos contatos ativos e da compressibilidade plástica de solos siltosos não é satisfatório, pois apenas estas não discriminam as microestruturas possíveis de serem constituídas com a variação da fração de finos.

Os autores sugerem que o índice de vazios efetivo das misturas de solos seja quantificado através do índice de vazios intergranular da fração granular se o comportamento for dominado pelos grãos grossos, ou através do índice de vazios intergranular da fração fina se o comportamento for ditado pelos finos do solo.

A Tabela 2.1 apresenta as variáveis utilizadas no modelo de estados críticos e as variáveis intergranulares sugeridas pelos autores. Considerou-se a massa específica dos grãos grossos e finos iguais. “ $FC$ ” equivale a fração de finos em porcentagem de peso de sólidos. A definição de índice de vazios intergranular apresentada é semelhante à da Equação 2.1, com a diferença que Thevanayagam & Mohan (2000) definem o índice de vazios intergranular também para a fração fina.

**Tabela 2.1 – Variáveis de estado intergranulares sugeridas por Thevanayagam & Mohan (2000) para descrever o comportamento mecânico de misturas areia-silte**

Índice de vazios		Parâmetro de estado	
Fração granular	Fração fina	Fração granular	Fração fina
$e_s = \frac{e + \left(\frac{FC}{100}\right)}{1 - \left(\frac{FC}{100}\right)}$	$e_f = \frac{e}{\left(\frac{FC}{100}\right)}$	$\psi_s = \frac{\psi}{1 - \left(\frac{FC}{100}\right)}$	$\psi_f = \frac{\psi}{\left(\frac{FC}{100}\right)}$

Onde  $e_s$  é o índice de vazios da fração granular,  $e_f$  é o índice de vazios da fração fina,  $\psi$  é o parâmetro de estado da mistura,  $\psi_s$  é o parâmetro de estado da fração granular, e  $\psi_f$  é o parâmetro de estado da fração fina.

Mantendo o índice de vazios “ $e$ ” constante, à medida que se aumenta a fração de finos  $e_s$  e  $\psi_s$  aumentam, já  $e_f$  e  $\psi_f$  diminuem. Tal comportamento pode ser visualizado no gráfico da Figura 2.11. Quando a fração de finos é baixa, estes são altamente compressíveis e as variáveis intergranulares da fração granular são as que ditam o comportamento mecânico do solo. Se a fração de finos for elevada, as variáveis intergranulares desta é que ditarão a relação tensão-deformação. A transição do comportamento granular para o comportamento típico de solos finos depende não só da fração de finos que constitui o solo, mas também do seu estado de compactação (índice de vazios).

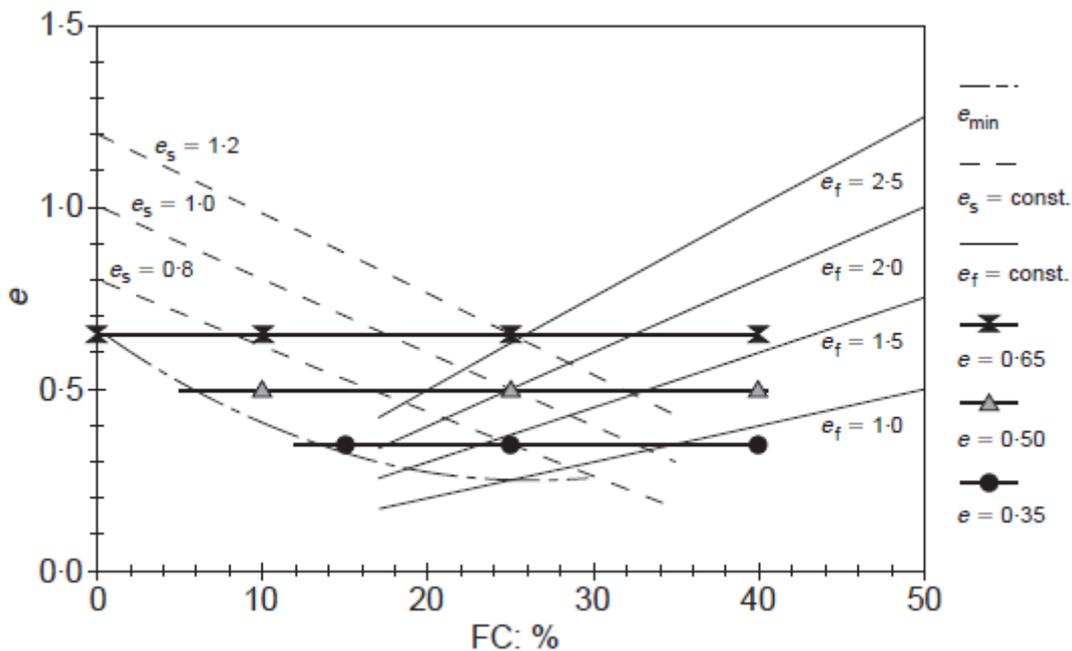


Figura 2.11 – Efeito da fração de finos na microestrutura do solo composto por areia e silte ao manter o índice de vazios constante (Thevanayagam & Mohan, 2000)

Os resultados experimentais indicaram que quando  $e_s < e_{max}$  (areia pura) e a fração de finos é reduzida, a fração granular dita o comportamento do solo. Nesta situação, a relação tensão-deformação da mistura areia-silte é idêntica à da areia pura caso “ $e_s$ ” da mistura seja igual ao “ $e$ ” da areia pura. O mesmo vale para a igualdade “ $\psi_s = \psi$  (areia pura)”.

Misturas com baixa fração de finos e  $e_s > e_{max}$  (areia pura) apresentam baixa resistência ao cisalhamento, consequência da perda de contato entre os grãos grossos.

Para a mistura areia-silte analisada, os autores concluíram que a transição de comportamento ocorre por volta de 30% de fração de finos, lembrando que este valor limite depende do índice de vazios.

### 2.3.6 MARTINS ET AL. (2001)

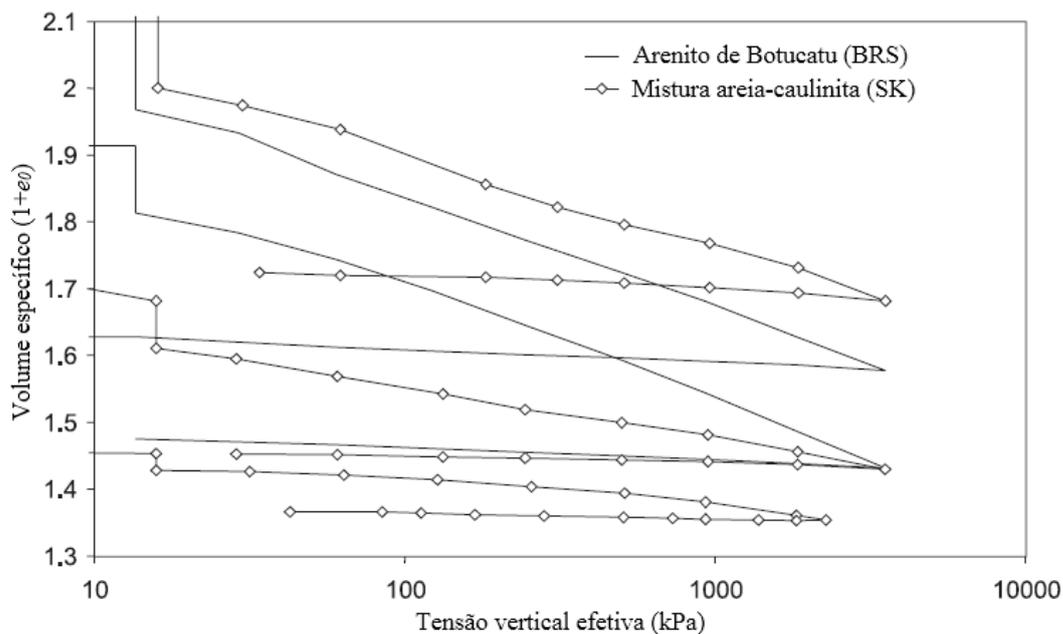
Na década de 1990, diversas pesquisas sobre a compressibilidade das areias (Coop & Lee, 1993; Pestana & Whittle, 1995; Lade & Yamamuro, 1996) mostraram que é possível definir uma única linha de compressão normal (NCL – “*normal compression line*”) para areais desde que submetidas a elevados níveis de tensão, sendo que as deformações volumétricas plásticas ocasionadas em um nível de compressão abaixo dessa linha devem-se a quebra de partículas. A linha de estado crítico (CSL – “*critical state line*”) também é única e paralela à NCL. Portanto, todos os conceitos de Estados Críticos podem ser aplicados a areias do mesmo modo que são aplicados a argilas.

Martins *et al.* (2001) investigaram os efeitos da presença de finos plásticos em solos arenosos no que diz respeito à variação da compressibilidade e da posição da NCL no plano ( $e \times \ln p'$ ). Os materiais analisados foram o solo residual derivado do arenito de Botucatu (BRS) e uma mistura de areia limpa, de origem fluvial, com caulinita, denominada “SK”. A proporção de finos de cada solo foi de 30% e 25%, respectivamente, e ambas as misturas possuíam granulometria descontínua.

Foram realizados ensaios de compressão unidimensional, oedométricos e triaxiais do tipo  $k_0$  em amostras reconstituídas. Utilizou-se diversos métodos para a confecção das amostras, mas estes não tiveram interferência nos resultados.

A Figura 2.12 mostra as linhas de compressão unidimensional do BRS e da mistura SK. Nota-se que as linhas de compressão não apresentam uma tendência de convergência até o nível de tensão máximo aplicado, que foi de aproximadamente 6 Mpa, e a inclinação das linhas são semelhantes, independente do índice de vazios inicial e do método de preparação das amostras. Portanto, não há uma única NCL para este tipo de misturas de solo, mas sim várias linhas de compressão paralelas entre si, cujas posições dependem da densidade ou índice de vazios inicial da amostra.

Conforme o esperado, os resultados dos ensaios oedométricos e triaxiais do tipo  $k_0$  foram equivalentes. O valor do índice de compressibilidade volumétrica ( $\lambda$ ) determinado nestes ensaios não corresponde mais a inclinação de uma única NCL pertencente a superfície de estado crítico, sendo agora equivalente ao gradiente de uma família de curvas paralelas, o que torna a terminologia usual de “ $\lambda$ ” inapropriada na análise mecânica destes tipos de solo.



**Figura 2.12 – Comparação entre as linhas de compressão unidimensionais dos solos BRS e SK (Martins *et al.*, 2001)**

Os autores ainda ressaltam que mesmo utilizando a proposta de Thevanayagam & Mohan (2000), de quantificar o índice de vazios efetivo dos solos misturados de acordo com a fração dominante, as linhas de compressão não apresentam convergência.

### 2.3.7 FERREIRA & BICA (2006)

O trabalho de Ferreira & Bica (2006) é uma extensão da pesquisa apresentada por Martins *et al.* (2001), comprovando que alguns solos com um comportamento intermediário entre areias e argilas não possuem uma linha de compressão única e, além disso, que não é possível determinar uma única linha de estado crítico (CSL) para amostras deformadas destes tipos de solo.

Em relação aos procedimentos realizados por Martins *et al.* (2001), foi utilizado o mesmo material de estudo, o solo residual derivado do arenito de Botucatu (BRS), porém as amostras foram submetidas a trajetórias de compressão com níveis mais elevados de tensão, a fim de confirmar a não convergência da linha de compressão mesmo em níveis de tensão onde pode ocorrer a quebra de partículas. Também foram feitos ensaios triaxiais convencionais, para que o comportamento cisalhante deste solo transicional fosse observado, e os ensaios foram feitos utilizando amostras deformadas ( $e_0 = 0,60$ ;  $e_0 = 0,70$ ) e indeformadas ( $e_0 = 0,60$ ;  $e_0 = 0,66$ ;  $e_0 = 0,70$ ).

Analisando os resultados dos ensaios triaxiais de amostras indeformadas (naturais) e deformadas do BRS com o mesmo índice de vazios inicial antes do processo de adensamento, os autores notaram que a relação tensão-deformação destas amostras deformadas e indeformadas é bem similar e calculando o valor de “ $M$ ” (inclinação da linha de estados críticos) viu-se que este é igual para os dois tipos de amostra. A diferença notável é que as amostras indeformadas apresentam maior tendência à dilatação.

Para as amostras deformadas não foi possível determinar uma NCL única e nem uma CSL única para diferentes índices de vazios iniciais. Nos níveis de tensão aplicados, as CSLs aparentam ser paralelas às NCLs. Tal comportamento contrasta com o das amostras indeformadas, onde foi possível determinar uma NCL única e uma CSL única para todas as amostras, independente do índice de vazios inicial.

Assim como nas NCLs, o gradiente das CSLs das amostras deformadas é bem menor do que o das amostras indeformadas. Para solos arenosos coesivos, as trajetórias de compressão devem ser diferentes para amostras deformadas e indeformadas, porém a desestruturação causada durante o processo de cisalhamento devia levar a um estado crítico comum (Coop & Atkinson, 1993). Neste caso, os estados críticos são claramente diferentes, indicando que este processo de desestruturação não é semelhante para as amostras deformadas e indeformadas do solo BRS.

Os resultados obtidos para as amostras deformadas do BRS mostram que este solo não está de acordo com os conceitos de estados críticos descritos para as argilas e areias puras, não sendo possível aplicar o conceito da existência de uma única CSL e nem de uma única NCL. Tal comportamento mecânico também é apresentado por siltes e solos compostos por areia e caulim. Os modelos constitutivos baseados na teoria dos estados críticos podem ser aplicados aos solos transicionais, desde que seja incorporado o conceito da existência de uma família de linhas de estado crítico em função do índice de vazios inicial.

### 2.3.8 SHIPTON & COOP (2015)

Shipton & Coop (2015) submeteram dois tipos de solos arenosos, um com finos plásticos e outro com finos não plásticos, a ensaios triaxiais convencionais a fim de examinar o comportamento mecânico dos solos transicionais.

O termo “transicional” se refere ao modo de comportamento intermediário entre o que é apresentado pelas argilas e areias uniformes, e já foi observado em solos com

granulometria descontínua (Martins *et al.*, 2001), siltes argilosos bem graduados (Ferreira & Bica, 2006) e areias bem graduadas (Altuhafi & Coop, 2011).

Shipton & Coop (2012) fizeram uma extensa investigação dos possíveis fatores causadores de um comportamento compressivo não convergente, ressaltando que o fato de não haver uma única NCL não necessariamente implica que a CSL também não será única. Eles identificaram o comportamento compressivo não convergente em vários tipos de solo, plásticos e não plásticos, e notaram que a quebra de partículas maiores não ocorria em todos os casos. Dos tipos de solos analisados, os que destacaram claramente o comportamento compressivo não convergente foram as misturas com granulometria descontínua de areia com caulim ou com sílica triturada.

Foi visto anteriormente que Ferreira & Bica (2006) identificaram linhas de estado crítico distintas para diferentes índices de vazios iniciais nas amostras deformadas do solo residual (BRS) analisado por eles. No entanto, Shipton & Coop (2015) destacam que a amostragem foi feita em diferentes regiões, então as amostras naturais continham diferenças em relação a granulometria e grau de intemperismo. O comportamento transicional só foi identificado em amostras deformadas e alguns dos ensaios realizados foram incompletos, gerando dúvidas sobre a hipótese da existência de uma família de linhas de estado crítico paralelas.

Dois tipos de solos foram analisados: misturas com granulometria descontínua, uma composta por areia e caulim (SPF – “*sand with plastic fines*”) e a outra composta por areia e sílica triturada (SNF – “*sand with non-plastic fines*”). Em ambas misturas, a proporção de finos foi de 25%. Preparou-se as amostras utilizando várias técnicas para verificar a hipótese de que o método de preparação da amostra não influencia de maneira relevante no comportamento mecânico transicional.

Os dados resultantes dos ensaios de compressão isotrópica e compressão unidimensional (Figura 2.13) demonstram que apesar das amostras com maior volume específico inicial ( $v_0$ ) terem uma trajetória de compressão mais acentuada ou inclinada, a convergência entre as trajetórias de compressão das amostras com diferentes  $v_0$  não é rápida o suficiente a ponto de afirmar que só existe uma única NCL. Para o solo SPF nota-se que não há espaço suficiente entre os dados finais dos ensaios e a assíntota horizontal “ $v=1$ ” para que se defina uma NCL única. Os diferentes métodos de preparação das amostras não demonstraram influência nos resultados e a quebra de partículas foi insignificante.

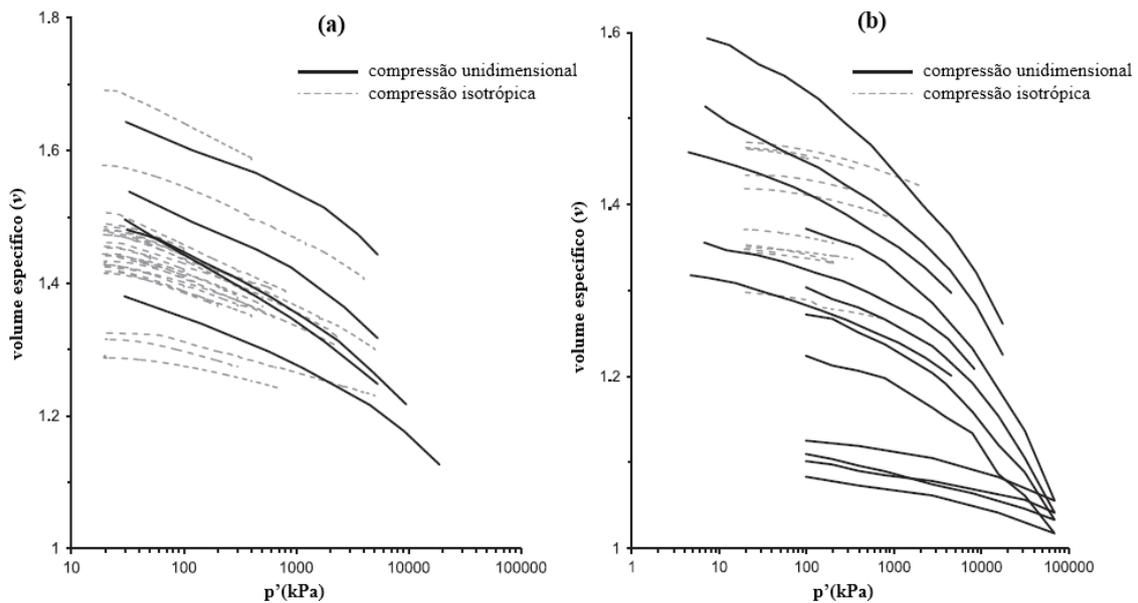


Figura 2.13 – Resultados dos ensaios de compressão unidimensional e isotrópica, onde (a) solo SPF e (b) solo SNF (Shipton & Coop, 2015)

Se um solo possui um estado crítico único, as amostras com o mesmo volume específico inicial submetidas ao processo de cisalhamento não drenado, partindo de diferentes valores iniciais de  $p'$ , devem atingir um valor  $p'$  comum ao entrarem no estado crítico. A Figura 2.14a apresenta os resultados no ensaio de cisalhamento não drenado para o solo SPF, onde observa-se que há uma redução da diferença de  $\log p'$  para cada par de amostras com  $v_0$  equivalente, mas não há convergência para um valor único.

No caso de ensaios de cisalhamento drenados com tensão radial constante (ensaios triaxiais convencionais), a existência de uma linha de estado crítico única indica que as amostras com diferentes  $v_0$  e submetidas a um mesmo  $p'$  inicial devem convergir para um volume específico igual. Porém, como pode ser visto na Figura 2.14b, tal comportamento não é característico do solo SPF.

Os resultados dos ensaios de compressão isotrópica e de cisalhamento estão plotados no gráfico “ $v - \log p$ ” na Figura 2.15. Verifica-se através dos dados uma clara variação nas regiões de estado crítico e que não é possível definir uma única CSL para os dois tipos de solo.

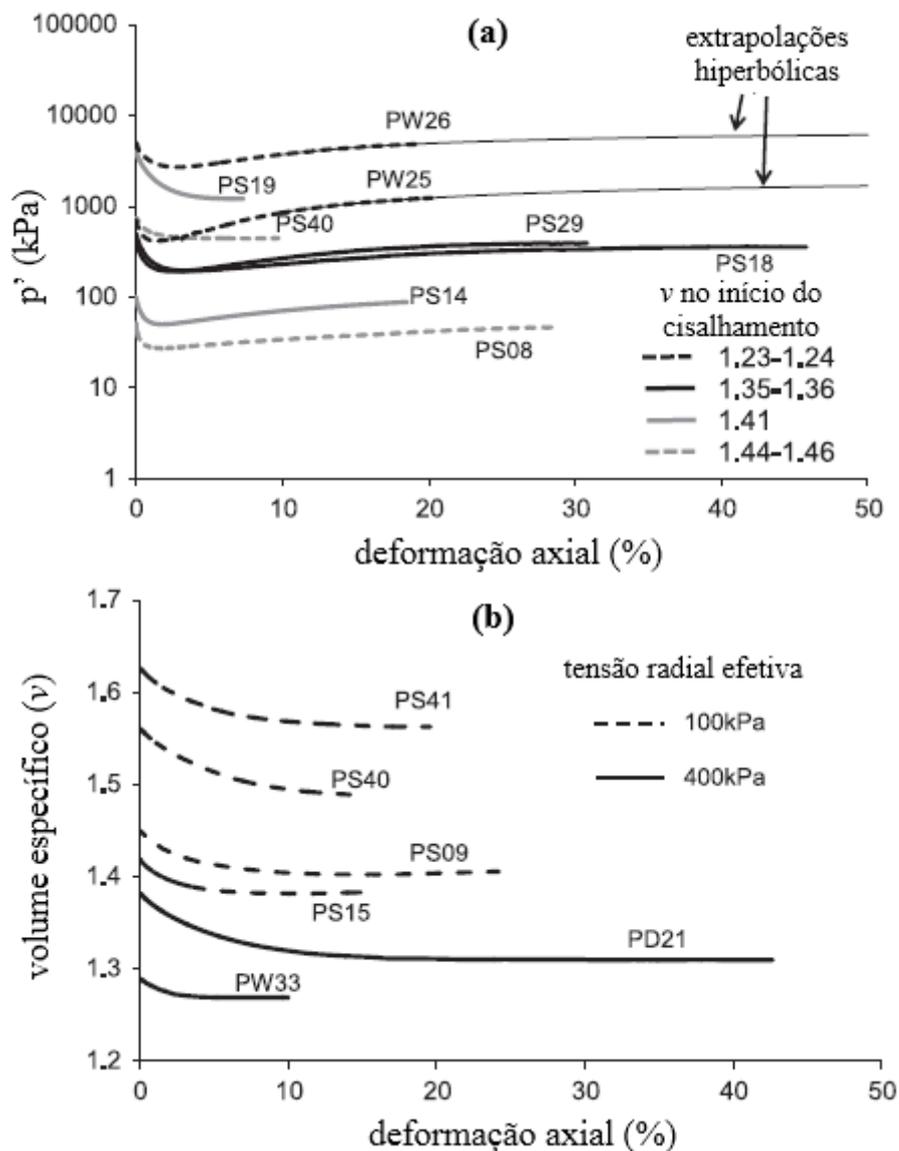


Figura 2.14 – Resultados dos ensaios de cisalhamento (a) não drenado e (b) drenado no solo SPF (Shipton & Coop, 2015). As nomenclaturas das amostras (PW26, PS19, etc.) foram definidas pelos autores de acordo com o método de preparação da amostra.

As amostras do solo SPF foram separadas em cinco grupos (A-E) de acordo com o volume específico inicial, como pode ser observado na Figura 2.15a. Assumindo a conclusão de Ferreira & Bica (2006) de que solos transicionais possuem uma família de linhas de estado crítico paralelas entre si, escolheu-se uma série de linhas paralelas que se ajustam bem nos dados apresentados, indicando que a localização da CSL é dada em função do volume específico inicial. Comparado aos testes realizados por Ferreira & Bica (2006), utilizou-se uma maior variedade de índice de vazios iniciais e as todas as amostras foram cisalhadas até atingirem uma estabilidade considerável, dando suporte a hipótese dos autores citados.

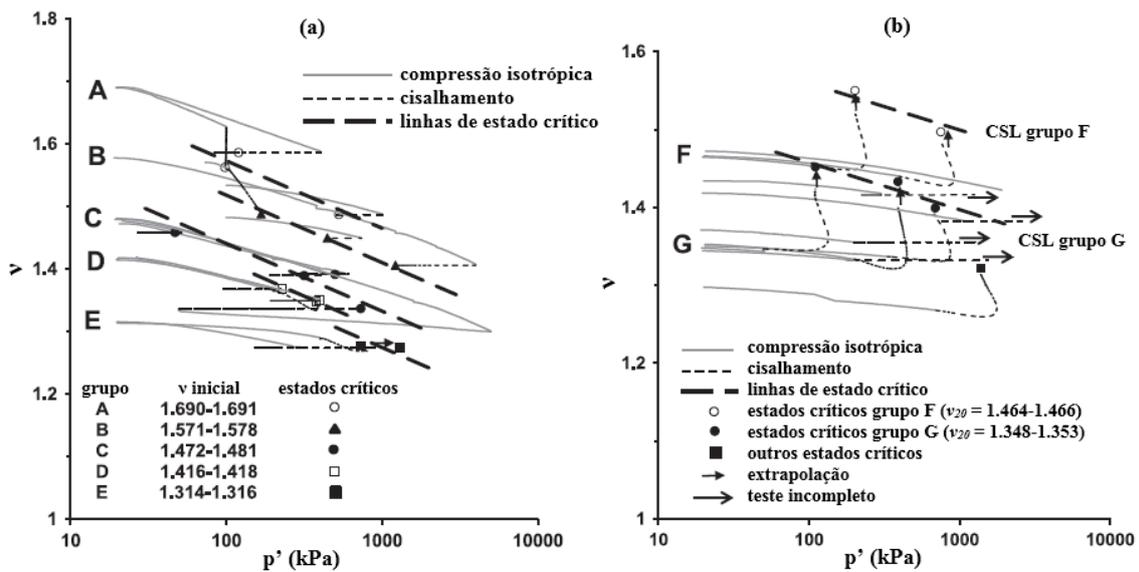


Figura 2.15 – Estados críticos do plano volumétrico, sendo (a) os resultados do solo SPF e (b) os resultados do solo SNF (Shipton & Coop, 2015)

Para o solo SNF (Figura 2.15b), também confirmou-se a existência de uma série de linhas de estado crítico paralelas, apesar do menor número de ensaios, e que o comportamento transicional não depende da natureza da fração fina, podendo ser plástica ou não plástica.

### 2.3.9 TODISCO ET AL. (2018)

Todisco *et al.* (2018) investigaram alguns elementos microestruturais dos solos que possuem o comportamento transicional, utilizando a porosimetria por injeção de mercúrio (MIP – “mercury intrusion porosimetry”) para caracterizar a evolução da distribuição do volume de poros (PSDs – “pore size distributions”) em amostras fofas e densas submetidas a trajetórias de tensões semelhantes.

Os fatores responsáveis pelo chamado comportamento transicional apresentado por vários tipos de solos ainda não foram claramente identificados, mas especula-se que estejam relacionados a uma resistente microestrutura difícil de ser quebrada, mesmo o solo sendo submetido a elevadas tensões e deformações (Coop, 2015).

Foram analisados três tipos de mistura de solos, sendo uma delas a SPF (“sand with plastic fines”) utilizada por Shipton & Coop (2015). Estas foram submetidas a ensaios de compressão oedométrica e triaxiais convencionais e o PSDs de cada amostra foi medido após ambos os ensaios (Figura 2.16). Os dados das amostras de SPF são apresentados na Tabela 2.2 e Tabela 2.3.

**Tabela 2.2 – Amostras de SPF submetidas ao ensaio de compressão oedométrica (Todisco *et al.*, 2018)**

Amostras	$e_0$	$e$ na máxima $\sigma'_v$	$e$ final	Tensão vertical $\sigma'_v$ (kPa)	$p'$ (kPa)
LI	0,893	0,501	0,501	56	37
DI	0,429	0,371	0,371	56	37
LF	1,068	0,306	0,357	7700	5000
DF	0,443	0,263	0,306	7700	5000

**Tabela 2.3 - Amostras de SPF submetidas ao ensaio triaxial convencional (Todisco *et al.*, 2018)**

Amostras	$e_0$	$e_{iso}$	$e_{cis}$	$p'_{iso}$ (kPa)	$p'_{cis}$ (kPa)	Deformação volumétrica (%)	Deformação cisalhante (%)
SPF1	0,593	0,513	0,454	300	500	8,9	20
SPF2	0,407	0,368	0,382	300	500	1,7	32

*iso*: valores referentes ao final da fase de compressão isotrópica;  
*cis*: valores referentes ao final do processo de cisalhamento.

Como esperado, a compressão diminuiu o volume médio da distribuição de poros, porém não afetou os poros com volume menor que 0,2  $\mu\text{m}$  e maior que 10  $\mu\text{m}$ . Apesar de a MIP não ser capaz de fornecer dados sobre a transmissão de forças entre partículas, entende-se que o comportamento transicional nas misturas de solos surge pelo fato de as forças não serem transmitidas homoganeamente através de todas as partículas, justificando as mudanças das PSDs apenas em regiões específicas.

As PSDs diferem a depender do tipo de ensaio, já que ensaios oedométricos e triaxiais geram deformações volumétricas e cisalhantes distintas para amostras fofas e densas.

Não houve convergência entre as PSDs, mesmo gerando deformações axiais da ordem de 30 %, no caso dos ensaios triaxiais. Tendo a distribuição de poros como referência, conclui-se que a microestrutura dos tipos de mistura analisados é robusta e não pode ser completamente quebrada com a aplicação de tensões compressivas.

A fim de testar se a microestrutura está relacionada ao comportamento de convergência adotado na teoria dos estados críticos, duas amostras de caulim, uma em estado fofo e outra em estado denso, também foram submetidas a ensaios oedométricos. Estas atingiram uma única NCL com tensão compressiva próxima de 100 kPa e as PSDs obtidas após o ensaio oedométrico são bem similares, provando ser verdadeira tal relação.

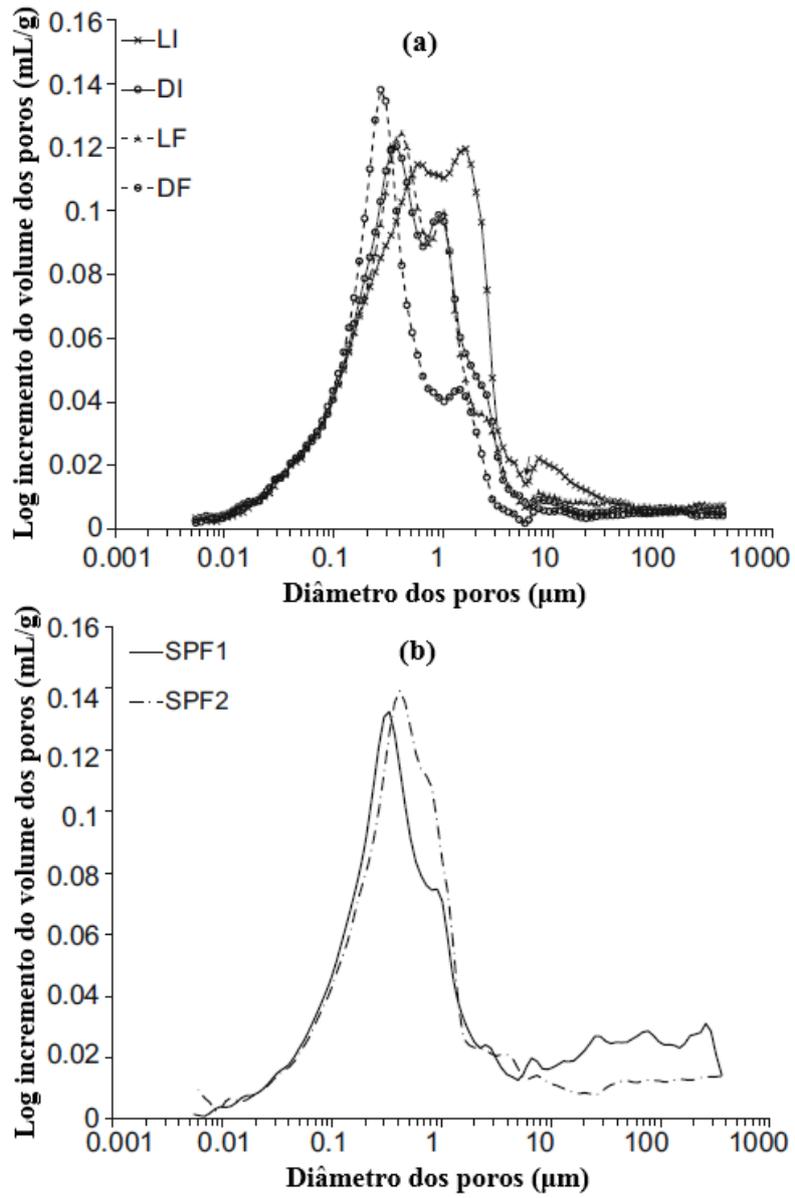


Figura 2.16 – Funções de densidade da distribuição do volume de poros (PSDs) das amostras de SPF submetidas ao ensaio oedométrico (a) e triaxial (b) (Todisco *et al.*, 2018)

### **3 MÉTODO DE ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO**

Llano-Serna (2012) fez uma revisão teórica do ensaio de penetração de cone, ressaltando as formulações analíticas e a obtenção de parâmetros para solos argilosos a partir dos resultados deste ensaio. Com o intuito de verificar as formulações teóricas que relacionam a profundidade de penetração do cone com a resistência não drenada de solos argilosos, foram realizados ensaios de cone e palheta (*mini-vane*) em laboratório com caulim a diferentes teores de umidade. Associando os resultados de ambos os ensaios, Farias & Llano-Serna (2016) desenvolveram uma metodologia simples para estimar os parâmetros críticos de resistência ( $M$ ) e deformabilidade ( $k$ ,  $\lambda$ ), para amostras de argila deformadas/remoldadas e normalmente adensadas (NA).

A Seção 3.1 aborda os princípios do modelo Cam-clay e as razões desse possuir grande aceitação. Na Seção 3.2 apresenta-se os ensaios de penetração de cone e de palheta, destacando as normas que os regem, os principais fatores de influência e como geralmente é feita a demonstração dos resultados. A Seção 3.3 apresenta a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016).

#### **3.1 PRINCÍPIOS DO MODELO CAM-CLAY**

O conceito de estado crítico foi postulado para solos arenosos por Casagrande em 1936, muito antes dos pesquisadores de Cambridge. No estado crítico há ausência de variação na deformação volumétrica e a resistência ao cisalhamento atinge o valor residual. Qualquer solo, independentemente de seu estado inicial, tende a um estado crítico com o acúmulo de deformações cisalhantes plásticas.

A partir da década de 60, algumas características da mecânica dos solos, além do estado crítico, foram incorporadas aos conceitos da teoria matemática da elastoplasticidade: relação entre volume de vazios e tensão efetiva; ocorrência de deformações plásticas sob diversas trajetórias de tensão, incluindo cisalhamento e compressão hidrostática; critérios de ruptura (Drucker-Prager, Mohr-Coulomb); amolecimento e endurecimento. Assim surgiu o bem conhecido modelo Cam-clay (Roscoe *et al.*, 1958; Schofield & Wroth, 1968). Com ele as simulações numéricas de obras geotécnicas puderam ser utilizadas com maior êxito no entendimento de problemas reais. Desde então, o modelo Cam-clay e alguns outros baseados nos conceitos de Estados Críticos (Cam clay original, Cam clay Modificado, Barcelona Basic Model, Sheng-Fredlund-Gens Model, etc.) têm sido

largamente utilizados para simular o comportamento de solos, sendo implementados em muitos programas acadêmicos e comerciais.

A grande aceitação dos modelos derivados do Cam-clay decorre de dois fatos básicos:

- a) A capacidade de reproduzir, pelo menos de forma qualitativa, alguns aspectos importantes do comportamento tensão-deformação e resistência dos solos;
- b) O número reduzido de parâmetros, todos com claro significado físico e de simples obtenção:
  - $\lambda$ : índice de compressibilidade volumétrica (dado pela inclinação da linha normalmente adensada na relação  $e - \ln p'$ );
  - $\kappa$ : índice de recompressão volumétrica (dado pela inclinação do trecho de recompressão na relação  $e - \ln p'$ );
  - $\nu$ : coeficiente de Poisson;
  - $M$ : inclinação da linha de estado crítico (CSL), razão  $q/p'$  no estado último de tensão (ponto de ruptura), função do ângulo de atrito crítico (Eq. 3.1).

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi_{cs}}{3 \pm \text{sen} \phi_{cs}} \quad (3.1)$$

Nas formulações de modelos de estado crítico, as tensões geralmente são expressas em termos dos invariantes convencionais de Cambridge tensão normal média “ $p$ ” e tensão desviadora “ $q$ ” (Tabela 3.1). Entretanto, esses modelos foram desenvolvidos a partir de ensaios de compressão triaxial convencionais (axissimétricos), ou seja, para situações em que duas das tensões principais fossem iguais, não permitindo a aplicação a problemas fora deste contexto. A importância em considerar os três valores de tensões principais pode ser notada em obras que sofrem variadas trajetórias de tensões, como a construção de barragens e escavações subterrâneas.

**Tabela 3.1 - Invariantes de tensão convencionais de Cambridge**

$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{I_1}{3} = \sigma_{oct}$ $\text{Caso CTC } (\sigma_2 = \sigma_3): p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$
$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} =$ $\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = (I_1^2 - 3I_2)^{1/2} = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct}$ $\text{Caso CTC } (\sigma_2 = \sigma_3): q = \sigma_1 - \sigma_3$

### 3.2 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE E DE PALHETA

O ensaio de cone de penetração por queda livre foi desenvolvido na Escandinávia como um método rápido para a caracterização de solos coesivos, definindo o limite de liquidez. O ensaio consiste em colocar um cone metálico verticalmente com a ponta fazendo um leve contato na superfície horizontal da argila. O cone é solto e a profundidade atingida após a penetração é medida. O ensaio é muito simples de realizar e toma pouco tempo.

O cone usado como referência por Llano-Serna (2012) e Farias & Llano-Serna (2016) é o cone britânico, descrito na norma BSI 1377-2 (BSI, 1990). Embora as normas britânicas definam o limite de liquidez de forma arbitrária em termos de uma profundidade de penetração específica do cone, o ensaio é equivalente a determinar o teor de umidade para o qual o solo tem uma determinada resistência. Isso porque o resultado do ensaio de queda do cone, depende principalmente da resistência não drenada no limite de liquidez que é de aproximadamente 1,7 kPa (Wood & Wroth, 1978).

A resistência ao cisalhamento não drenada do solo “ $s_u$ ” sob taxas de deformação pequenas pode ser expressa em função da penetração do cone “ $h$ ” de acordo com a seguinte equação:

$$s_u = \frac{KQ}{h^2} \quad (3.2)$$

onde “ $K$ ” é o fator de cone, definido por Hansbo (1957), e “ $Q$ ” é o peso do cone.

Koumoto & Houlsby (2001) mostram que o fator de cone “ $K$ ” depende da rugosidade superficial do cone, da sua geometria e da taxa de deformação imposta ao solo durante a penetração, o que levou a formulação da seguinte equação para o cálculo de  $K$ :

$$K = \frac{3\zeta}{\pi N_{ch} t g^2(\beta/2)} \quad (3.3)$$

$N_{ch}$  = fator de capacidade de carga;

$\beta$  = ângulo de ponta do cone;

$\zeta$  = fator de relação entre a resistência ao cisalhamento não drenada sob condições estáticas e a mesma sob condições dinâmicas ( $s_u/s_{ud}$ ).

Na literatura é possível encontrar alguns resultados experimentais para o fator de cone. Hansbo (1957) sugere um valor de 1,0 para cones de 30° de ponta em argilas intactas, Karlson (1977) recomenda para argilas remoldadas um intervalo entre 0,70 e 0,85; e

Wood (1985) reporta um valor igual a 0,85. Apesar das referências, o valor de “ $K$ ” é altamente sensível a pequenas alterações na rugosidade da superfície do cone, portanto sua magnitude deve ser calibrada para cada tipo de cone ou equipamento por meio de resultados experimentais.

O ensaio de palheta é uma técnica adotada para fazer a medição da resistência não drenada em solos argilosos moles a rijos. A sua larga utilização deve-se à simplicidade, rapidez de execução e baixo custo. Também pode ser utilizado em solos de granulometria fina, como siltes, resíduos de mineração e outros solos nos quais é necessário estimar a resistência não drenada. Para solos arenosos, cascalhos ou outros solos de permeabilidade elevada, essa técnica não é recomendada, já que é provável que ocorra a drenagem total ou parcial.

O ensaio consiste em cravar a palheta na argila saturada e submetê-la a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não drenadas. O ensaio pode ser realizado *in situ* ou em laboratório, porém, no Brasil, há normatização somente para o primeiro caso, por meio da NBR 10905 (ABNT, 1989). O ensaio em laboratório não é normatizado no país, aplicando-se geralmente as normas americana D 4648M-13 (ASTM, 2010) e europeia Eurocode 7 (EN, 2007).

O ensaio de palheta pode ter seus resultados influenciados por diferentes fatores, sendo eles provenientes dos procedimentos utilizados na execução do ensaio ou mesmo na escolha da equação que define a resistência ao cisalhamento não drenada. Seguem alguns destes fatores e como estes influenciam no valor de  $s_u$ .

- Tempo transcorrido entre a inserção da palheta e o início do ensaio. O processo de inserção da palheta acarreta na geração de poropressão, que pode alcançar até 75% do valor da tensão vertical efetiva (Morris & Willians, 1993). Quanto maior o intervalo de tempo entre a inserção da palheta e o início da rotação, maior é a resistência obtida, pois as poropressões geradas pela cravação se dissipam e aumentam as tensões horizontais efetivas. Para evitar isto, recomenda-se que o intervalo de tempo seja de no máximo 1 minuto (Morris & Willians, 2000).
- Velocidade de rotação da palheta ou taxa de deformação cisalhante. O valor de  $s_u$  no ensaio de palheta é estimado em função da velocidade ou taxa imposta ao solo. A medida de  $s_u$  é influenciada por dois mecanismos que agem simultaneamente durante o processo de cisalhamento: a dissipação da poropressão (drenagem) e os

efeitos da viscosidade do solo (Wilson *et al.*, 2016). À medida que se aumenta a velocidade de rotação da palheta, os efeitos da viscosidade podem levar ao acréscimo ou à movimentação das forças em amostras de solo sob condições não drenadas (Chandler, 1988), ocasionando um aumento de  $s_u$ . A Figura 3.1 apresenta um diagrama conceitual que indica a região, de acordo com a taxa de deformação, onde cada mecanismo exerce maior influência sobre o comportamento do solo. O ideal é estabelecer as condições do ensaio de modo que a resistência obtida esteja o mais próximo possível do valor “referência” indicado.

- Anisotropia e distribuição de tensões efetivas. As normas de ensaio de palheta consideram o solo isotrópico e simplificam a distribuição de tensões ao longo das bordas das lâminas da palheta. Tais critérios foram adotados para padronizar os resultados, desprezando as diferentes características dos grãos ou mesmo tensões geradas por deposições ou erosões subsequentes, fatores que podem causar uma diferença de tensões efetivas nos diferentes planos de tensões do solo. Chandler (1988) explica que é esperado de todos os solos um comportamento anisotrópico, principalmente no que diz respeito à resistência não drenada, em virtude dos efeitos de poropressão.
- Condições de drenagem. Problemas relacionados a drenagem parcial ocorrem essencialmente em ensaios de mini palheta, quando o diâmetro é menor e o caminho de drenagem é curto, possibilitando o adensamento.
- Formato da superfície de ruptura. Um formato cilíndrico simples é adotado pela maioria dos métodos, mas tal simplificação pode resultar em erros acima de 16% a depender da geometria da palheta, velocidade de rotação e propriedades do solo (Veneman & Edil, 1988).



Figura 3.1 - Diagrama conceitual do comportamento do solo de acordo com a taxa de deformação que lhe é imposta (modificado de Quinn & Brown, 2011)

Tipicamente os resultados de resistência não drenada obtidos mediante o ensaio de palheta em argilas remoldadas em função do teor de umidade ( $w$ ) são mostrados em um gráfico semi-log normalizado, onde  $s_u$  é convertido numa grandeza adimensional ao dividi-lo pela pressão atmosférica “ $p_a$ ”. Normalmente a relação “ $w$ - $\log s_u$ ” não é linear, mas possui uma leve curvatura. Por isso é adotada uma relação do tipo “ $\log w$ - $\log s_u$ ” que tem uma tendência linear (Koumoto & Houlsby, 2001). Conseqüentemente a relação “ $w$ - $s_u$ ” pode ser expressa assim:

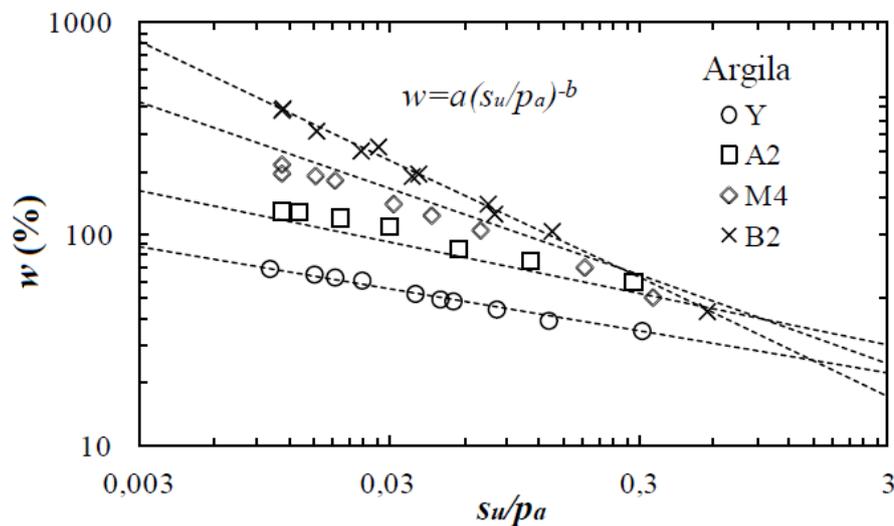
$$w = a \left( \frac{s_u}{p_a} \right)^{-b} \quad (3.4)$$

onde “ $a$ ” e “ $b$ ” são coeficientes que variam com o tipo de argila, cujos valores são obtidos por regressão, como é mostrado na Figura 3.2. O parâmetro “ $a$ ” pode ser relacionado a capacidade de absorção e retenção de água do solo e o “ $b$ ” à compressibilidade (O’Kelly, 2013).

A relação entre “ $w$ ” (Eq. 3.4) e a penetração do cone “ $h$ ” (Eq. 3.2) é dada pela Eq. 3.5:

$$w = a \left( \frac{KQ}{p_a h^2} \right)^{-b} = Ah^B \quad (3.5)$$

onde  $A = a(KQ/p_a)^{-b}$ , e  $B = 2b$ .



Argila	$a$	$b$	$R^2$
Y (Argila de Yagusa)	27,26	0,200	0,994
A2 (Argila de Ariake)	39,24	0,242	0,980
M4 (Mistura de Argila)	38,82	0,412	0,996
B2 (Bentonita)	31,72	0,560	0,990

Figura 3.2 - Relação log-log entre resistência não drenada e teor de umidade (modificado de Koumoto & Houlsby, 2001)

A relação “ $w-h$ ” também é linear numa escala  $\log-\log$  (Figura 3.3).

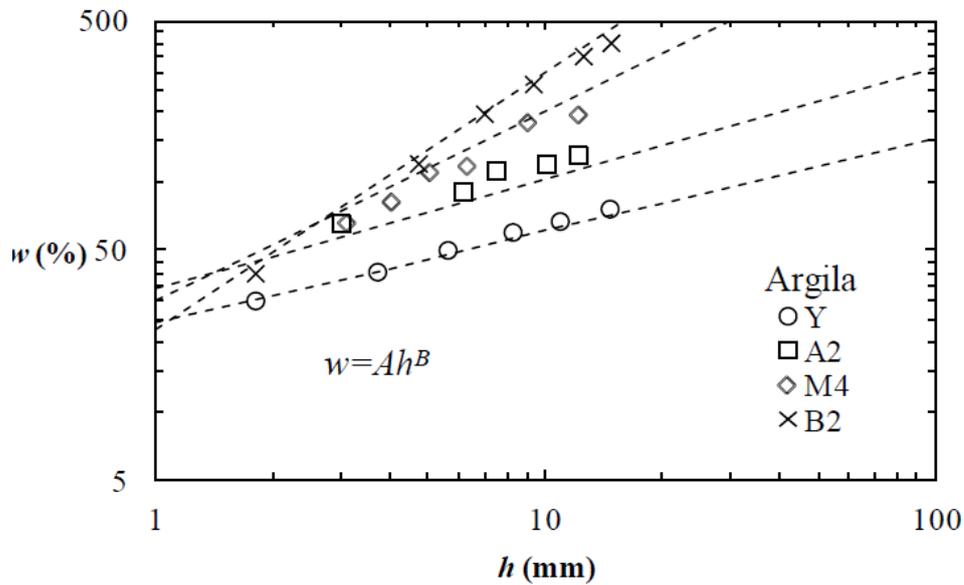


Figura 3.3 - Relação log-log entre a profundidade de penetração e o teor de umidade (modificado de Koumoto & Houlsby, 2001)

### 3.3 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO UTILIZANDO OS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE E DE MINI PALHETA

Koumoto & Houlsby (2001) apresentam também uma sugestão que permite relacionar as propriedades da engenharia dos solos (especificamente a compressibilidade) com o ensaio de penetração cone. Com base na Teoria dos Estados Críticos, a expressão da linha de estados críticos de uma argila é dada por:

$$e = e_a - \lambda \ln \left( \frac{p'}{p_a} \right) \quad (3.6)$$

Isso implica em uma relação linear entre o teor de umidade e o logaritmo da pressão, e implicitamente com o logaritmo da resistência não drenada. A fim de conseguir assim um melhor ajuste aos seus dados experimentais, Butterfield (1979) sugeriu a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \ln e &= \ln e_a - \lambda \ln \left( \frac{p'}{p_a} \right) \\ e &= e_a \left( \frac{p'}{p_a} \right)^{-\lambda} \end{aligned} \quad (3.7)$$

Farias & Llano-Serna (2016) observaram que a diferença entre os valores de índice de vazios calculados através das Equações 3.6 e 3.7 é insignificante para níveis baixos de

tensão. Analisando a diferença entre os valores de  $p'$  obtidos por meio destes valores de índices de vazios, verificou-se que tal diferença era na ordem de: 5% para  $p' \leq 400$  kPa, 10% para  $p' \leq 750$  kPa, 15% para  $p' \leq 1150$  kPa, e 18% para  $p' \leq 1400$  kPa.

Para argilas saturadas o índice de vazios depende apenas do teor de umidade ( $e = wG_s/100$ , para  $w(\%)$ ). Incluindo esta relação na Equação 3.7:

$$w = 100 \frac{e_a}{G_s} \left( \frac{p'}{p_a} \right)^{-\lambda} \quad (3.8)$$

Lembrando que a relação entre a tensão normal média efetiva “ $p$ ” e a tensão desviadora de ruptura “ $q_f$ ” dá-se por meio de “ $M$ ”:

$$q_f = Mp' \quad (3.9)$$

Em um ensaio de compressão triaxial convencional (CTC), “ $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ” e “ $q_f = 2s_u$ ”. Já no ensaio de mini palheta, as tensões normais são desconsideradas e o estado de tensões aplicado fica da seguinte maneira:  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0$ ,  $\tau_{yz} = \tau_{xz} = 0$  e  $\tau_{xy} \neq 0$ . Assim, para o ensaio de mini palheta, “ $q = \sqrt{3}\tau_{xy}$ ” e “ $q_f = \sqrt{3}s_u$ ”. Para representar ambos estados de tensões, é estabelecida a seguinte equação:

$$q_f = \alpha s_u \quad (3.10)$$

sendo que  $\alpha=2$  para CTC, e  $\alpha=\sqrt{3}$  para ensaio de mini palheta.

Nota-se que a Equação 3.10 define  $q_f$  como uma constante, portanto  $M$  também será uma constante. Para cada valor de  $\alpha$  tem-se um tamanho diferente para a seção da superfície de ruptura, mas a superfície sempre terá um formato circular (critério de Von Mises) já que tanto o ensaio de mini palheta quanto o de penetração de cone devem ocorrer em condições não drenadas.

Substituindo a Eq. 3.9 na Eq. 3.8 e adicionando a expressão resultante na Eq.3.10, obtêm-se a seguinte relação:

$$w = 100 \frac{e_a}{G_s} \left( \frac{\alpha}{M} \right)^{-\lambda} \left( \frac{s_u}{p_a} \right)^{-\lambda} \quad (3.11)$$

Comparando a Eq. 3.11 com a Eq. 3.4, finalmente obtêm-se as seguintes expressões, das quais é possível obter os parâmetros do modelo Cam-clay ( $M, \lambda, e_a$ ) de uma argila saturada a partir dos coeficientes de ajuste (a, b):

$$a = 100 \frac{e_a}{G_s} \left( \frac{\alpha}{M} \right)^{-\lambda} \quad (3.12)$$

$$b = \lambda \quad (3.13)$$

Farias & Llano-Serna (2016) desenvolveram estas equações a partir do trabalho de Koumoto & Houlsby (2001), introduzindo a constante  $\alpha$ . O problema da formulação até aqui é que há dois coeficientes de ajuste para definir três parâmetros ( $M$ ,  $\lambda$ ,  $e_a$ ). Para tornar a resolução possível, Farias & Llano-Serna (2016) propuseram a seguinte metodologia:

1. Com os resultados experimentais obtidos nos ensaios de penetração de cone ( $w$  x  $h$ ) e mini palheta ( $w$  x  $s_u$ ), determina-se o valor de  $K$  utilizando a Eq. 3.2.
2. Com o valor do fator de cone  $K$  calibrado para o equipamento utilizado, pode-se utilizar o ensaio de penetração de cone para determinar diretamente  $s_u$ .
3. Por meio da relação  $w$  x  $s_u$ , obtida pelo ensaio de penetração de cone ou de mini palheta, determina-se os coeficientes  $a$  e  $b$ , de acordo com a Eq. 3.4.
4. Por consequência, o coeficiente de compressibilidade  $\lambda$  é identificado pela Eq. 3.13.
5. Tendo  $\lambda$  definido e assumindo que a NCL e a CSL são paralelas entre si, basta encontrar um ponto qualquer da CSL para determiná-la completamente. Este ponto é denominado  $\Omega = (e_\Omega, p_\Omega)$ . Schofield & Wroth (1968) observaram que as CSL's de vários solos podiam ser geometricamente estendidas até um único ponto de referência  $\Omega = (e_\Omega \cong 0,25, p_\Omega \cong 10340 \text{ kPa})$ , pelo qual todas as CSL's passam através ou bem próximo.
6. Aplicando os valores de  $\lambda$  e  $\Omega$  na Eq. 3.6, calcula-se o valor de  $e_a$ .
7. Tanto o ensaio de mini palheta quanto o de penetração de cone devem ocorrer em condições não drenadas, portanto o índice de vazios inicial é equivalente ao índice de vazios no momento da ruptura ( $e_f = e_i$ ).
8. Utilizando os valores de índices de vazios na ruptura ( $e_f = e_i$ ), determina-se os valores da tensão normal média efetiva de ruptura ( $p_f'$ ) através da Eq. 3.6.
9. Calcula-se a tensão desviadora de ruptura ( $q_f$ ) de cada amostra usando a Eq. 3.10.
10. Encontra-se a melhor regressão linear que passe pela origem e pelos pontos ( $p_f'$ ,  $q_f$ ) determinados, a fim de obter a inclinação da linha de estado crítico  $M$ .
11. Finalmente, com os valores de  $M$ ,  $\lambda$  e o coeficiente  $a$ , obtêm-se um novo valor de  $e_a$  com a Eq. 3.12.

12. Compare o novo valor de  $e_a$  obtido com o valor inicialmente estipulado. Caso a diferença não seja aceitável, assume-se o novo valor como referência e retorna-se ao passo 7, continuando o processo até que a convergência desejada ocorra.

Farias & Llano-Serna (2016) compararam os resultados obtidos pela metodologia apresentada com resultados experimentais de ensaios de compressão oedométrica e triaxiais convencionais para o mesmo material analisado. Os valores encontrados foram relativamente próximos, comprovando a eficácia da metodologia para solos argilosos remoldados.

Gülen *et al.* (2019) aplicaram a metodologia em diversos solos coesivos e obtiveram resultados bem próximos aos determinados por ensaios de compressibilidade e resistência.

## 4 METODOLOGIA E MATERIAIS

Com o intuito de alcançar o objetivo proposto nesta dissertação, foram estabelecidas as seguintes etapas de trabalho: revisão bibliográfica, ensaios de caracterização, ensaios triaxiais convencionais, ensaios de penetração de cone, ensaios de palheta e análise dos resultados.

A seguir, serão apresentados os materiais utilizados e a metodologia seguida em cada etapa de trabalho.

### 4.1 MATERIAIS

Escolheu-se utilizar como material granular as esferas de vidro da marca Potters, tipo A-072 (Figura 4.1), e como material fino um caulim da cor creme (Figura 4.2), que serão descritos nas Seções 4.1.1 e 4.1.2, respectivamente.



Figura 4.1 - Esferas de vidro Potters, tipo A-072



Figura 4.2 – Caulim creme fornecido pela BrasilMinas Industria e Comercio LTDA

#### 4.1.1 ESFERAS DE VIDRO POTTERS, TIPO A-072

As esferas de vidro são um material utilizado largamente na indústria e com diversas aplicações. A razão da escolha deste material é o controle com relação à constituição e ao formato das partículas, sendo consideradas praticamente esféricas e arredondadas. Assim, as esferas são ideais para análises de modelos numéricos baseados no Método dos Elementos Discretos (DEM), já que na simulação do comportamento de materiais granulares utilizando DEM geralmente trabalha-se com grãos esféricos. Na Tabela 4.1 mostram-se algumas das propriedades do material, com dados fornecidos pelo fabricante.

**Tabela 4.1 - Propriedades das Esferas de Vidro Potters (dados fornecidos pelo fabricante)**

<b>Propriedades físicas</b>	
Densidade aparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,5
Densidade de massa (g/cm <sup>3</sup> )	2,5
Índice de refração	1,50 – 1,52
Resistência a compressão (psi)	14000 - 36000
Dureza MOH	5 – 6
Dureza Knoop 100 g carga (kg/mm <sup>2</sup> )	515
Coefficiente estático de fricção	0,9 – 1,0
<b>Propriedades químicas</b>	
Composição	Vidro tipo soda-cal
Sílica livre	Nenhuma

Existem comercialmente Esferas de Vidro Potters de vários diâmetros. De acordo com a disponibilidade dos tipos de esferas e a faixa de diâmetro de cada tipo, escolheu-se utilizar primeiramente as esferas do tipo A-072, cujas características são mostradas na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 – Dados das Esferas de Vidro Potters do tipo A-072**

<b>Tipo</b>	<b>Peneira ASTM</b>	<b>Faixa de diâmetros (mm)</b>	<b>Esfericidade mínima (%)</b>
A-072	20 – 30	0,85 – 0,60	80

#### 4.1.2 CAULIM CREME

O Caulim foi adquirido da BrasilMinas Industria e Comercio LTDA. A Tabela 4.3 mostra a composição e as propriedades do material, de acordo com a empresa fornecedora. A escolha do Caulim como material fino deve-se ao fato de ser um solo bem comportado,

comercializado globalmente e utilizado por vários pesquisadores como solo fino plástico na produção de misturas com comportamento transicional.

**Tabela 4.3 – Composição e propriedades controladas do Caulim creme comercializado pela empresa BrasilMinas**

CARACTERÍSTICAS INFORMATIVAS		PROPRIEDADES CONTROLADAS	
Composição Básica: Silicato de Alumínio (SiO <sub>2</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )		Características	Limite de variações
SiO <sub>2</sub>	69,70%	Absorção DOP (%)	36,0 a 46,0
		Cor	Creme
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	20,13%	Peso Específico (g/cm <sup>3</sup> )	2,60 a 2,90
		Perda ao Fogo (850°C) (%)	Máx. 15,0
K <sub>2</sub> O	4,76%	Densidade Aparente Compactada (g/cm <sup>3</sup> )	0,70 a 0,95
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,52%	pH (solução aquosa 5%)	5,0 a 10,0
Na <sub>2</sub> O	0,18%	Retenção # 325 mesh (0,045 mm) (%)	Máx. 2,0
TiO <sub>2</sub>	0,88%	Umidade (%)	Máx. 1,5

## 4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E RESISTÊNCIA

Para a caracterização básica dos materiais e identificação do comportamento mecânico, foram realizados os seguintes ensaios:

- Caulim:
  - Limites de Atterberg: limite de liquidez “LL” (NBR 6459 - ABNT, 2016; BSI 1377-2 (BSI, 1990)) e limite de plasticidade “LP” (NBR 7180 - ABNT, 2016);
  - Densidade relativa dos grãos (Gs), utilizando o pentapicnômetro Pentapyc 5200e;
  - Granulometria por sedimentação (NBR 7181 - ABNT, 1984);
- Esferas A-072:
  - Índice de vazios máximo “ $e_{max}$ ” (NBR 12004 - ABNT, 1990) e mínimo “ $e_{min}$ ” (NBR 12051- ABNT, 1991);
  - Densidade relativa dos grãos (Gs), utilizando o pentapicnômetro Pentapyc 5200e;
  - Granulometria (NBR 7181- ABNT, 1984);
  - Cisalhamento direto (tensões confinantes (kPa): 1, 40, 80, 160, 320);

- Compressão triaxial convencional (tensões confinantes (kPa): 40, 80, 160, 320, 640), realizados pela equipe de Furnas Centrais Elétricas S.A.

Os limites de Atterberg do caulim também foram definidos por meio da análise da relação “ $w - s_u$ ” obtida no ensaio de mini palheta. De acordo com Kayabali & Tufenkci (2010), estima-se que o limite de liquidez é atingido quando a resistência ao cisalhamento não drenada encontra-se na faixa de 0,7 a 4,0 kPa, sendo que o valor de 1,7 kPa é associado à melhor estimativa de *LL* por vários pesquisadores. O mesmo é feito para o limite de plasticidade, mas neste caso  $s_u$  encontra-se na faixa de 110 a 170 kPa, sendo que o valor de 170 kPa é associado à melhor estimativa de *LP*.

Os detalhes referentes a execução dos ensaios citados são apresentados nos tópicos seguintes. A metodologia do ensaio de penetração de cone é abordada na Seção 4.3.

#### 4.2.1 LIMITES DE ATTERBERG: NBR 6459 (ABNT, 2016) E NBR 7180 (ABNT, 2016)

Ambas as normas são baseadas nos métodos de Casagrande para a determinação de *LP* e *LL*. A maior crítica relacionada a estes métodos é que o resultado depende muito da percepção e habilidade do executor. Os ensaios foram feitos pelo próprio autor desta dissertação, com o auxílio de um técnico profissional do laboratório.

Os ensaios foram feitos conforme regem as normas. Obteve-se 5 amostras para a determinação de *LP* e o ensaio para determinar *LL* foi executado 6 vezes.

#### 4.2.2 DENSIDADE RELATIVA DOS GRÃOS ( $G_s$ ), UTILIZANDO O PENTAPICNÔMETRO PENTAPYC 5200E

O equipamento Pentapyc 5200e, da companhia Quantachrome Instruments, é um picnômetro de última geração que funciona a gás e permite a medição da densidade real dos grãos de diferentes materiais sólidos. O equipamento é totalmente automático, permite analisar 5 amostras ao mesmo tempo e realizar várias medições em cada amostra.

Deve-se atentar para o valor da temperatura de calibração do equipamento. Caso o ensaio seja realizado e temperatura no ambiente não esteja próxima a este valor, os resultados não serão condizentes para o material analisado.

Para o caulim e para as esferas foram analisadas 2 amostras e para cada uma delas foram feitas 5 medições, sendo descartadas as 2 com maior variância para a determinação da média final. Por fim, adotou-se como resultado a amostra cujos valores apresentaram menor desvio padrão.

#### 4.2.3 GRANULOMETRIA: NBR 7181 (ABNT, 1984)

Para o caulim foi feito o processo de sedimentação para a determinação da granulometria, já para as esferas a determinação foi feita por peneiramento. Ambos os ensaios foram executados conforme as prescrições da norma, exceto pelo fato de que no peneiramento das esferas foram utilizados mais tipos de peneiras (Tabela 4.4) do que é indicado na NBR 7181 (ABNT, 1984).

**Tabela 4.4 - Peneiras utilizadas no ensaio de granulometria das esferas de vidro**

<b>Nº (ASTM)</b>	<b>Abertura (mm)</b>	<b>Nº (ASTM)</b>	<b>Abertura (mm)</b>
7	2,8	35	0,5
8	2,36	40	0,425
10	2	45	0,355
12	1,7	50	0,3
14	1,4	70	0,212
16	1,18	100	0,15
18	1	120	0,125
20	0,85	140	0,106
25	0,71	170	0,09
30	0,6	200	0,075

#### 4.2.4 ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO (NBR 12004 - ABNT, 1990) E MÍNIMO (NBR 12051- ABNT, 1991)

Foram realizados 4 ensaios para as esferas do tipo A-072. O tempo de submissão à vibração estipulado para todas as amostras foi de 8 minutos, sendo este o tempo máximo estipulado pela norma. Para determinar a variação de volume após o procedimento de compactação na mesa vibratória, fez-se três medidas da variação de altura da amostra utilizando um paquímetro universal e buscou-se realizar as medidas na mesma região do cilindro para todos os ensaios, tomando as roscas na base do cilindro como referência.

Na Tabela 4.5 estão as propriedades do cilindro utilizado nos ensaios.

**Tabela 4.5 – Propriedades do cilindro utilizado no ensaio de índice de vazios**

<b>Dados do cilindro</b>	
Altura (cm)	15,56
Área da base (cm <sup>2</sup> )	181,36
Volume (cm <sup>3</sup> )	2822
Massa (g)	3704

A Figura 4.3 apresenta respectivamente os seguintes procedimentos realizados nos ensaios de índices de vazios: deposição da amostra com o funil, de modo que o material fique na condição mais fofa possível; nivelamento da superfície, onde retira-se o excesso de material antes de medir a massa do conjunto esferas e cilindro; e compactação na mesa vibratória, processo no qual cada amostra foi submetida por 8 minutos. Após estes procedimentos, mede-se a variação de volume.



**Figura 4.3 - Procedimentos dos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo**

#### 4.2.5 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (CD)

Fez-se o ensaio de cisalhamento direto para as seguintes tensões normais: 1 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa. A tensão normal de 1 kPa refere-se à condição em que a única carga normal aplicada sobre a amostra é a soma do peso próprio da placa porosa e da placa rígida de distribuição de carga. Na Figura 4.4 é mostrado o equipamento utilizado no ensaio.

A caixa bipartida utilizada possui área interna de 10000 mm<sup>2</sup> (100 cm<sup>2</sup>). As amostras foram moldadas diretamente na caixa bipartida, todas com altura de 20 mm (2 cm). A quantidade de material utilizado foi determinada de modo que o corpo de prova inicialmente esteja no estado mais fofo possível. A velocidade de cisalhamento empregada foi de 0,5 mm/min.



**Figura 4.4 - Equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento direto**

#### 4.2.6 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL CONVENCIONAL (CTC)

Os ensaios CTC para as esferas de vidro foram realizados pela equipe de Furnas Centrais Elétricas S.A., portanto não é possível descrever muitos detalhes sobre a execução do ensaio, apenas o que foi disponibilizado juntamente com os resultados:

- Foi utilizado o processo de moldagem à vácuo;
- Os corpos de prova estavam inicialmente em estado fofo, com índice de vazios próximo ao máximo;
- O processo de adensamento durou 24 horas para todas as amostras;
- Para os corpos de prova saturados, a saturação foi feita por contrapressão;

- A velocidade de ruptura empregada foi de 0,33 mm/min.

### 4.3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE

Procurou-se realizar o ensaio de penetração de cone de acordo com as prescrições da norma britânica BSI 1377-2 (BSI, 1990). A massa do cone utilizado somada com a do eixo deslizante, sem nenhum outro acréscimo de peso, é de 83,9g, estando um pouco acima do exigido pela norma ( $80,0 \pm 0,1$ g). No restante, o que exige a norma sobre instrumentos (Figura 4.5) e procedimentos foi plenamente seguido.

As amostras foram preparadas seguindo o procedimento descrito a seguir:

- Colocou-se as frações de esferas, caulim e água dentro de um saco plástico transparente, cujas quantidades dependiam da amostra a ser produzida. Por exemplo, na produção de uma amostra composta por 80% de caulim e 20% de esferas e com um teor de umidade de 50%, coloca-se 160g de caulim, 40g de esferas e 100g de água dentro do saco plástico.
- Misture-se os componentes manualmente, sem haver contato direto do operador com a amostra, até o ponto em que a amostra atinja um aspecto homogêneo.
- Após o processo de mistura, as amostras permanecem em repouso por no mínimo 24 horas antes do ensaio.
- Para a realização do ensaio, a amostra é vertida diretamente no recipiente. Para isso, é feito um pequeno orifício no saco plástico e aplica-se, manualmente, uma pressão suficiente para que a amostra esco para o recipiente.
- A cada um quarto do recipiente preenchido, realizou-se um processo manual de vibração para retirar grandes bolhas de ar oclusas, batendo o recipiente repetidamente sobre uma superfície macia até que não fosse mais visível a eliminação das bolhas de ar.

Destaca-se que estes procedimentos para produção das amostras e dos corpos de prova foram utilizados para os ensaios de penetração de cone e também para os ensaios de mini palheta.

As amostras submetidas ao ensaio estão identificadas na Tabela 4.6. As proporções de esferas e caulim das amostras foram escolhidas a fim de que fosse possível observar a transição de comportamento, até o ponto em que o comportamento granular se tornasse visivelmente dominante. A partir deste ponto, o ensaio de penetração de cone perde sua

aplicabilidade. Já a escolha dos valores de umidade  $w$  para cada mistura deveu-se principalmente ao fato de que quase toda a água presente nas misturas está associada à fase fina (caulim). Assim, à medida que a fração de finos diminui, a quantidade de água necessária para que a amostra atinja os estados de plasticidade e liquidez também reduz, o que leva à redução dos valores e da faixa de umidade em que se consegue aplicar o ensaio de penetração de cone.



**Figura 4.5 – Equipamentos utilizados no ensaio de penetração de cone**

Os valores de umidade listados na Tabela 4.6 são uma referência para a preparação das amostras, não necessariamente vão corresponder à umidade medida no ensaio, que é determinada analisando a porção de solo próxima ao orifício feito pelo cone, conforme determina a norma.

**Tabela 4.6 – Amostras submetidas ao ensaio de penetração de cone**

<b>Amostras (composição)</b>		<b>Umidade - <math>w</math> (%)</b>
Fração fina: caulim (%)	Fração granular: A-072 (%)	
100	0	25; 30; 35; 40; 45; 48; 50; 52; 55
80	20	28; 30; 35; 40; 42
60	40	23; 25; 27; 30; 32
50	50	18; 20; 22; 25; 27
40	60	13; 15; 17; 20; 22
30	70	12; 13; 14; 14,5; 15

#### 4.4 ENSAIO DE MINI PALHETA

Para realização do ensaio de mini palheta, optou-se por utilizar um reômetro da marca Anton Paar (Figura 4.6). O equipamento tradicional, prescrito na norma D 4648M-13 (ASTM, 2010), foi utilizado apenas para ensaios em amostras de caulim puro e os resultados gerados auxiliaram no desenvolvimento da metodologia de ensaio com o reômetro.



**Figura 4.6 - Reômetro Anton Paar utilizado para o ensaio de mini palheta**

O reômetro por si só apresenta diversas vantagens por ser um equipamento automatizado e repleto de funcionalidades. A seguir estão algumas das vantagens do reômetro, no que tange à execução do ensaio de mini palheta:

- Pode-se medir diversas variáveis durante a execução do ensaio, como viscosidade e deformação cisalhante.
- O torque aplicado e todas as variáveis desejadas são medidos durante todo o ensaio, sendo possível analisar como estas variam ao longo do tempo. No

equipamento de mini palheta tradicional só é possível medir o torque máximo aplicado.

- A velocidade de inserção da palheta na amostra é ajustada pelo próprio equipamento em função do tipo de material selecionado. No caso, não há uma função específica para solos, porém foi selecionada função “*paste like*” (tipo pasta) que dentre as implementadas é a mais recomendável para solos coesivos.

As principais desvantagens na utilização do reômetro estão associadas às dimensões da palheta e do recipiente onde é inserida a amostra. A Tabela 4.7 apresenta estas dimensões e o tamanho mínimo que o recipiente deveria ter para atender as recomendações da D 4648M-13 (ASTM, 2010):

- “Item 8.1 - As amostras devem ter um diâmetro suficiente para permitir folga de pelo menos dois diâmetros da lâmina entre todos os pontos na circunferência da superfície de cisalhamento e a borda externa da amostra”.
- “Item 13.1 - A palheta deve ser inserida na amostra a uma profundidade mínima igual ao dobro da altura da lâmina da palheta, para garantir que a parte superior esteja pelo menos uma altura da lâmina da palheta abaixo da superfície da amostra”.

**Tabela 4.7 – Dimensões da palheta e do recipiente utilizados no reômetro e o tamanho mínimo que o recipiente deveria ter para atender as recomendações da D 4648M-13 (ASTM, 2010)**

	<b>Palheta</b>	<b>Recipiente do reômetro</b>	<b>Recipiente padrão D 4648M-13 (ASTM, 2010) (dimensões mínimas)</b>
<b>Diâmetro (mm)</b>	22	28,904	110
<b>Altura (mm)</b>	40	67,3	120

Uma desvantagem do reômetro é a limitação de torque máximo que o equipamento consegue aplicar, no valor de 200 mN.m. Devido a esta limitação, não foi possível determinar  $s_u$  para amostras de caulim com 40% de umidade quando aplicada uma velocidade de rotação superior a 20°/min. Sendo assim, pode-se garantir a aplicabilidade do equipamento apenas para amostras com caulim no regime líquido.

Primeiramente foi feito o ensaio de mini palheta com equipamento e metodologia prescritos na norma D 4648M-13 (ASTM, 2010). O dispositivo utilizado é do tipo que o torque é aplicado diretamente por uma mola e a velocidade de rotação é aplicada

manualmente. A palheta utilizada possui diâmetro de 15 mm e altura de 30 mm, e as amostras tinham aproximadamente 90 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Para cada ensaio, mede-se apenas a deflexão máxima aplicada para que a palheta entre em movimento e com esta é calculado o torque máximo. Fez-se apenas um ensaio para cada tipo de amostra de caulim puro, com umidade de 40%, 45%, 50%, 52% e 55%. As amostras foram feitas de modo semelhante ao descrito para o ensaio de penetração de cone. Foi aplicada manualmente uma velocidade de rotação de 72 °/min, valor dentro do intervalo exigido pela norma para este dispositivo (60 a 90 °/min).

Utilizando o reômetro, realizou-se o ensaio de mini palheta para amostras de caulim puro, com umidade de 45%, 48%, 50%, 52% e 55%. Estes valores são semelhantes aos do ensaio de cone, assim pretende-se comparar os resultados para obter o fator de cone  $K$  e a relação  $s_u - h$ .

O ensaio foi realizado aplicando-se diversos valores de velocidade de rotação ( $n$ ), em graus por minuto (°/min): 20, 30, 45, 60. Para cada conjunto de amostras submetidas a um valor similar de  $n$ , fez-se uma análise para obter o fator de cone ( $K$ ) e os parâmetros de estado crítico ( $\lambda$ ,  $M$ ). Os valores de  $s_u$  também foram comparados com os obtidos no ensaio tradicional. Todos os dados foram utilizados para determinar a velocidade de rotação (ou taxa de deformação) padrão, que gere os valores de resistência mais próximos da realidade do material.

Determinada a velocidade de rotação padrão para o ensaio, este valor foi aplicado para as misturas de caulim com esferas. As amostras foram feitas de modo semelhante ao descrito para o ensaio de penetração de cone.

Buscou-se fabricar amostras semelhantes às do ensaio de penetração de cone, porém, em vários casos, não foi possível devido à limitação de torque máximo aplicado pelo reômetro. Na Tabela 4.8 é mostrada a composição e a umidade das misturas submetidas ao ensaio de mini palheta no reômetro.

Determinados os resultados do ensaio de mini palheta para as misturas, repetiu-se o procedimento de obtenção dos parâmetros de estado crítico.

**Tabela 4.8 - Misturas submetidas ao ensaio de mini palheta no reômetro**

<b>Amostras (composição)</b>		<b>Umidade - <math>w</math> (%)</b>
<b>Fração fina: caulim (%)</b>	<b>Fração granular: A-072 (%)</b>	
80	20	35, 37, 40, 42, 45
60	40	27, 30, 32, 34
50	50	23.5, 25, 26, 27, 29
40	60	19, 20, 21, 22, 23
30	70	16, 16.5, 17, 17.5, 18

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos em cada uma das etapas de trabalho. Faz-se uma análise baseada na comparação com dados de diversos pesquisadores e nas hipóteses levantadas no desenvolvimento desta dissertação.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO DO CAULIM

A Figura 5.1 mostra a curva granulométrica do caulim, determinada com o método de sedimentação, de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1984), com e sem defloculante.

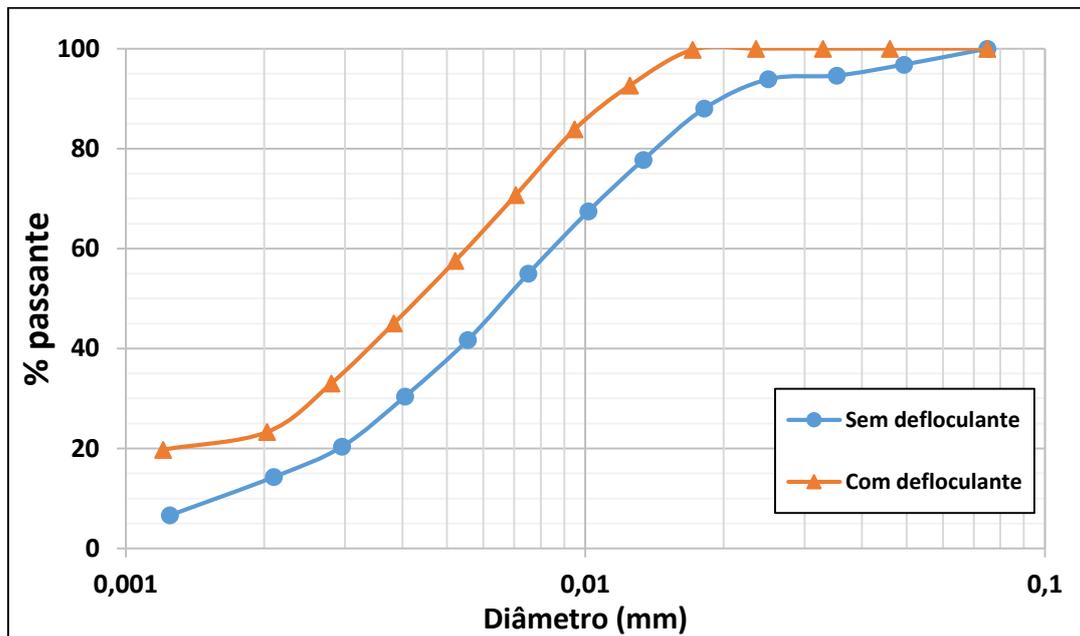


Figura 5.1 - Curva granulométrica da argila caulim, com e sem defloculante

ASTM											
PEDREGULHO			AREIA				SILTE			ARGILA	COLOIDE
G	M	F	G	M	F						
60	4,75	2,0	0,425	0,075				0,005	0,001	0	
AASHTO											
PEDREGULHO			AREIA				SILTE			ARGILA	COLOIDE
			G	F							
			2,0	0,425	0,075				0,005	0,001	0
M. I. T.											
PEDREGULHO			AREIA				SILTE			COLOIDE	
G	M	F	G	M	F	G	M	F			
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06				0,002	0
ABNT											
PEDREGULHO			AREIA				SILTE			ARGILA	
G	M	F	G	M	F						
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06				0,002	0

Figura 5.2 - Escalas Granulométricas adotadas pela ASTM, AASHTO, M.I.T e ABNT (tamanho dos grãos em milímetros) (Castelhana, 2019)

Seguindo a escala granulométrica adotada pela ABNT e pelo M.I.T. (Figura 5.2), o caulim é considerado um silte. Caso seja adotada a escala da ASTM ou da AASHTO, o caulim é classificado como uma argila, desde que seja adicionada uma substância defloculante na solução.

A densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) determinada com o pentapicnômetro Pentapyc 5200e foi de 2,74. O valor está dentro da faixa de peso específico descrita pelo fabricante (Tabela 4.3), de 2,6 a 2,9. O  $G_s$  do caulim utilizado por outros pesquisadores encontra-se geralmente em torno de 2,6 (Georgiannou *et al.*, 1990; Llano-Serna, 2012; Shipton & Coop, 2015) e a densidade relativa dos grãos dos minerais tipo caulinita é de aproximadamente 2,64 (Lambe & Whitman, 1969). A densidade do caulim creme utilizado é maior se comparado ao caulim utilizado por outros pesquisadores, que geralmente é da cor branca, pois este possui uma maior porcentagem de óxido de ferro e outros metais na sua composição, o que justifica o elevado valor de  $G_s$ .

Na definição dos limites de plasticidade e liquidez e índice de plasticidade “ $IP$ ” utilizou-se diversas metodologias e os resultados são mostrados na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 – Valores dos limites de Atterberg do caulim para diferentes metodologias**

Metodologia utilizada	Valores: w (%)		
	$w_P$	$w_L$	$IP$
Ensaio de Casagrande (NBR 6459 - ABNT, 2016 e NBR 7180 - ABNT, 2016)	25,6	40,1	14,5
Ensaio de penetração de cone (BSI 1377-2 (BSI, 1990))	-	47,5	-
Ensaio de mini palheta (D 4648M-13 (ASTM, 2010)) através da relação “ $w - s_u$ ” (Figura 5.11 e Figura 5.12)	23,3	44,7	21,4

Mitchell & Soga (2005) encontraram para amostras de caulim limites de liquidez entre 30% e 110% e limites de plasticidade variando entre 25% e 40%. Os valores medidos de  $w_L$  encaixam-se dentro do intervalo reportado e os valores de  $w_P$  estão próximos do limite inferior de 25%. Casagrande desenvolveu um método gráfico para identificar o principal componente argilomineral de um solo fino de acordo com o  $w_L$  e o  $IP$  obtidos nos ensaios por ele desenvolvidos (Figura 5.3). Nota-se que os resultados do ensaio de Casagrande encontram-se dentro da faixa esperada para um caulim e os dados pela relação “ $w - s_u$ ”

estão próximo da faixa da caulinita. Pode-se afirmar que os valores de  $w_p$  e  $w_L$  apresentados estão de acordo com o esperado para um caulim.

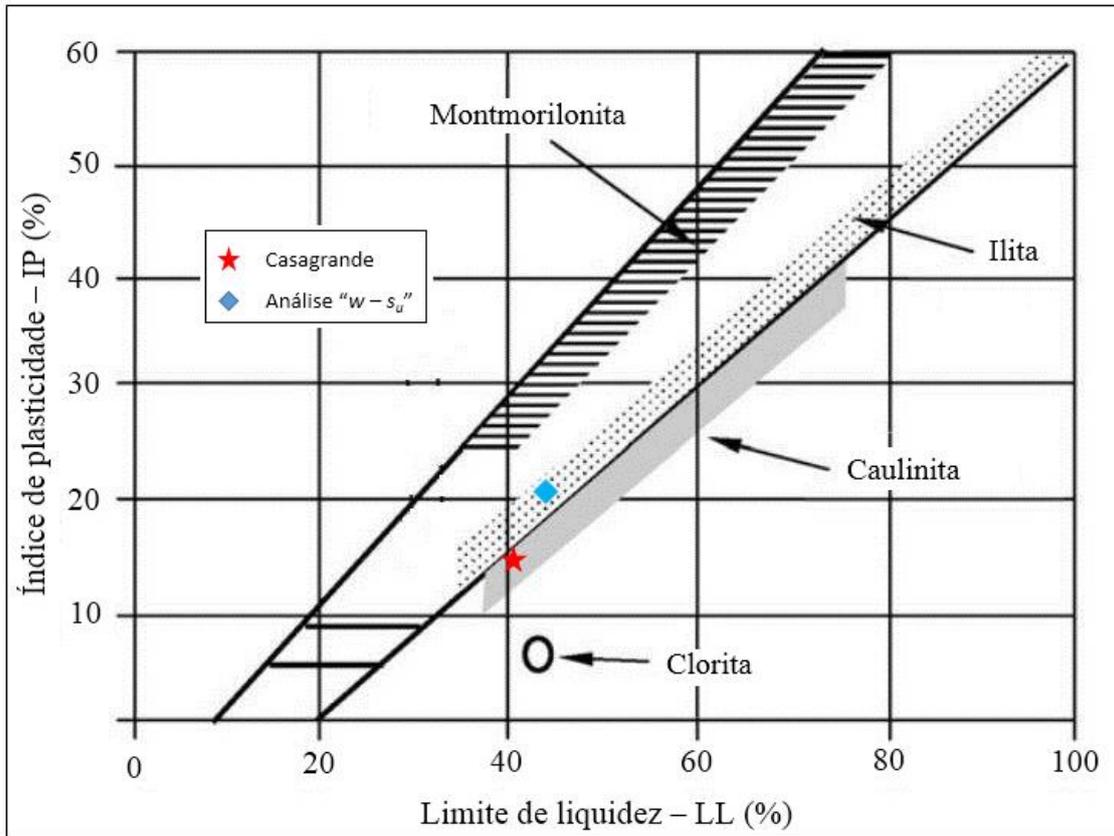


Figura 5.3 – Identificação dos principais argilominerais de acordo com os índices de Casagrande (Holtz & Kovacs, 1981)

Farias & Llano-Serna (2016) destacam o fato de que diferentes metodologias e padrões podem levar a valores de limite de Atterberg bem distintos. Portanto, não é possível definir um único  $w_p$  ou  $w_L$  para procedimentos de teste diferentes como a queda de cone e os ensaios de Casagrande, porque enquanto um utiliza a profundidade de penetração como referência, o outro depende do procedimento de rolagem, o número de golpes e julgamento do operador. Essas medidas são independentes e difíceis de controlar. É preferível relacionar os limites de Atterberg a uma quantidade ou propriedade física do material, como, por exemplo, a resistência ao cisalhamento.

Não foi possível realizar ensaios de compressibilidade e resistência para o caulim creme utilizado. Assim, foi necessário buscar em diversas bibliografias valores de referência para o caulim:

- $M$ : os valores reportados para o caulim estão na faixa de 0,65 a 1,16 (Schofield & Wroth, 1968; Rossato *et al.*, 1992; Terzaghi *et al.*, 1996; Khalili *et al.* 2004; Nuth & Laloui 2008);
- $\lambda$ : Mitchell & Soga (2005) relatam que o coeficiente de compressibilidade  $C_c$  para caulinitas, no estado saturado, varia de 0,19 a 0,28, o que equivale a  $\lambda$  de 0,08 a 0,12 aproximadamente ( $C_c = \lambda \cdot \ln(10)$ ). Já o caulim utilizado por Schofield & Wroth (1968) apresenta  $\lambda$  igual a 0,26;
- $\phi_{cs}$ : o valor para argilas do tipo caulim em estado normalmente adensado encontra-se no intervalo de 20° a 25° (Mitchell & Soga, 2005);  
 $\phi$ : o valor de pico para argilas decresce à medida que o índice de plasticidade aumenta. O caulim é um solo com baixo  $IP$ , apresentando valores de ângulo de atrito de pico na faixa de 30° a 35° (Santamarina & Díaz-Rodríguez, 2003; Mitchell & Soga, 2005).

## 5.2 CARACTERIZAÇÃO DAS ESFERAS A-072

Na Figura 5.4 é mostrada a curva granulométrica das esferas A-072 e os dados estimados através desta. Observa-se que este material apresenta uma granulometria bem uniforme ( $C_u \approx 1$ ).

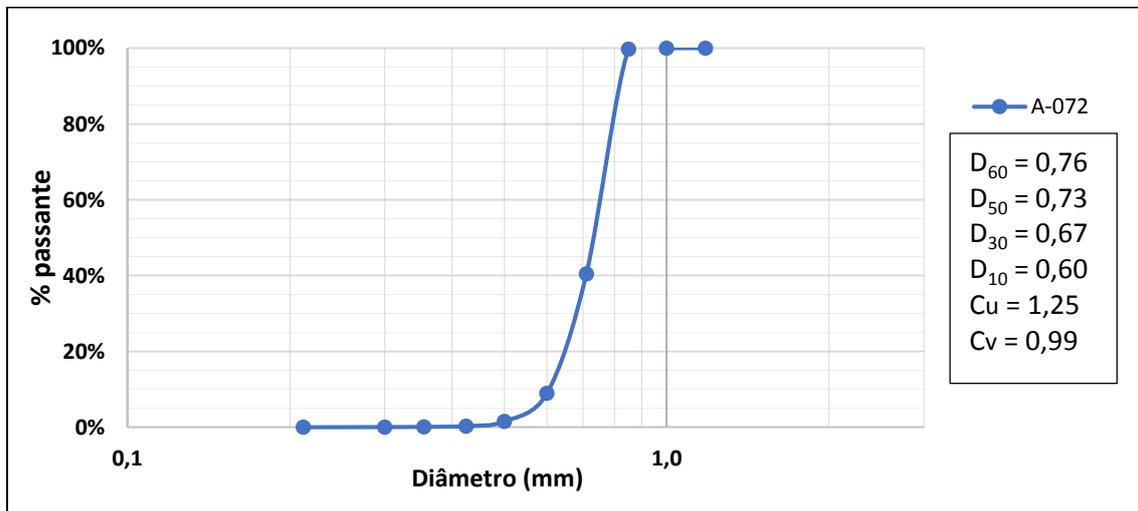


Figura 5.4 – Curva granulométrica das esferas A-170

A aferição da densidade relativa dos grãos fez-se com a utilização do pentapicnômetro (Pentapyc 5200e), dando um valor de  $G_s$  igual a 2,48. Zuluaga (2016) determinou a densidade para vários tipos de esferas, encontrando  $G_s$  em torno de 2,51 a 2,53. O

fabricante das esferas informou que o material possui uma “densidade de massa” de 2,5 g/cm<sup>3</sup>. Assim, pode-se afirmar que o resultado foi coerente.

Youd (1973) e Cho *et al.* (2006) estimaram os valores dos índices de vazios máximo e mínimo para amostras com granulometria uniforme em função do arredondamento (*R*) e da esfericidade (*S*) (Tabela 5.2). O arredondamento é quantificado como sendo a relação entre o raio médio de curvatura das quinas e arestas e o raio da maior esfera na qual a partícula pode ser inscrita. A esfericidade pode ser quantificada como a relação entre o diâmetro da maior esfera inscrita e o diâmetro da menor esfera circunscrita à partícula. De acordo com os dados do fabricante, a esfericidade para as esferas de vidro é próxima a 0,8. Já o arredondamento, visualmente, pode ser considerado próximo a 1.

Na Tabela 5.3 são apresentados os valores dos índices de vazios máximo e mínimo obtidos nesta pesquisa, os valores determinados pela equipe do laboratório de Furnas Centrais Elétricas S.A. e os limites teóricos de acordo com Youd (1973) e Cho *et al.* (2006) para *R* = 1 e *S* = 0,8. Os valores encontrados por Furnas foram maiores que os obtidos nesta pesquisa, sendo que o  $e_{max}$  estimado pela equipe de Furnas está próximo do limite previsto pelos autores citados para *R* = 1. No caso do  $e_{min}$ , os valores esperados estão bem distantes do determinado pelos ensaios, indicando que as amostras não atingem o estado máximo de compactação possível com o método proposto pela NBR 12051 (ABNT, 1991).

**Tabela 5.2 - Relações numéricas entre os parâmetros de forma e compactação dos solos granulares uniformes**

<b>Autores</b>	<b>Relações numéricas</b>	<b>Solo aplicado</b>
<b>Youd (1973)</b>	$e_{max} = 0,554 + 0,154 \cdot R^{-1}$ $e_{min} = 0,359 + 0,082 \cdot R^{-1}$	Solo granular uniforme
<b>Cho <i>et al.</i> (2006)</b>	$e_{max} = 1,3 - 0,62 \cdot R$ $e_{min} = 0,8 - 0,34 \cdot R$ $e_{max} = 1,6 - 0,86 \cdot S$ $e_{min} = 1,0 - 0,51 \cdot S$	Areais naturais com $Cu \leq 2,5$

**Tabela 5.3 - Comparação entre os valores extremos de índice de vazios determinados nos ensaios com os limites estabelecidos por pesquisadores para amostras uniformes**

	<b>Ensaio</b>	<b>Furnas</b>	<b>Youd (1973): R=1</b>	<b>Cho <i>et al.</i> (2006): R=1</b>	<b>Cho <i>et al.</i> (2006): S=0,8</b>
<b>emax</b>	0,64	0,69	0,704	0,68	0,912
<b>emin</b>	0,54	0,59	0,441	0,46	0,592

As esferas A-072 foram submetidas aos seguintes ensaios de resistência: cisalhamento direto, em estado seco ( $CD_{seco}$ ), e triaxiais convencionais, em estado seco ( $CTC_{seco}$ ) e saturado ( $CTC_{sat}$ ). Destaca-se que os ensaios CTC foram realizados pela equipe do laboratório de Furnas. A Figura 5.5 apresenta as envoltórias de ruptura resultantes dos ensaios de resistência e a Tabela 5.4 mostra os valores de ângulo de atrito ( $\phi$ ) obtidos a partir das envoltórias. O valor do ângulo de atrito das esferas A-072 situa-se em torno de  $20^\circ$ . Todas as envoltórias apresentam um bom ajuste ( $R^2 > 0,9$ ).

Na época da realização dos ensaios de cisalhamento direto, o propósito era que as amostras estivessem no estado mais fofo possível, então o processo de adensamento durou apenas alguns segundos até o início dos ensaios. Por isso a resistência das amostras submetidas a este ensaio foi menor. No caso dos ensaios triaxiais, as amostras também foram fabricadas em um estado fofo, porém o processo de adensamento foi realizado da maneira padrão, com 24 horas de duração. As amostras em estado seco possuem maior atrito em relação às amostras saturadas. A saturação impede a formação de meniscos e, conseqüentemente, o ganho de resistência gerado por estes.

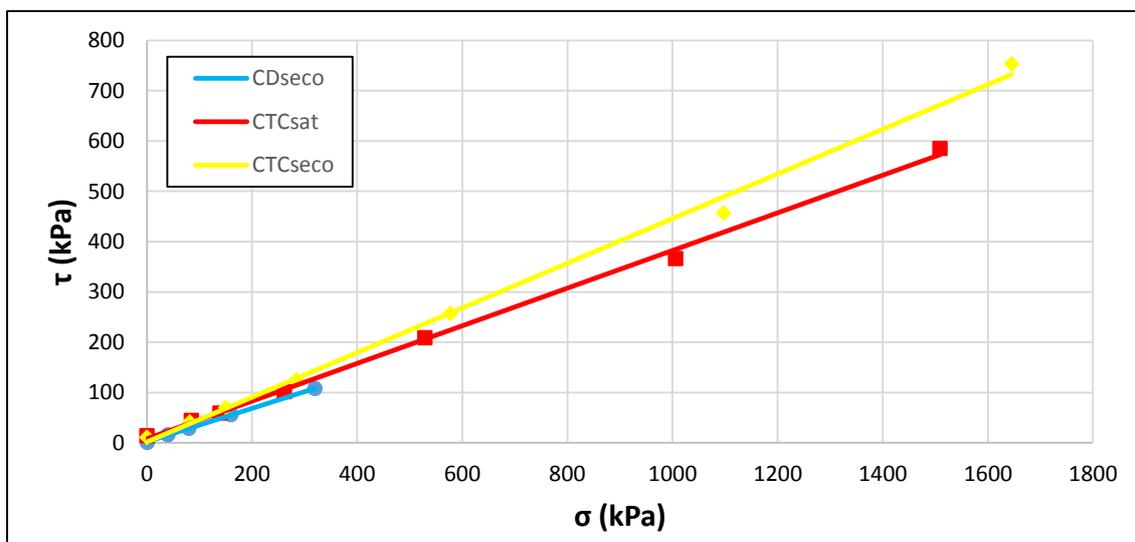


Figura 5.5 – Envoltórias de ruptura das esferas A-072

Tabela 5.4 – Variáveis de resistência obtidas para as esferas A-072

Ensaio	$\phi$ ( $^\circ$ )	$R^2$
$CD_{seco}$	18,5	0,9996
$CTC_{seco}$	24	0,9989
$CTC_{sat}$	20,7	0,9984

Com os resultados ensaios triaxiais convencionais pode-se determinar a inclinação das linhas de estado crítico  $M$ , exibidas na Figura 5.6. As amostras secas apresentam  $M$  maior, consequência da sua maior resistência cisalhante. Ambas linhas apresentam um bom ajuste ( $R^2 > 0,9$ ).

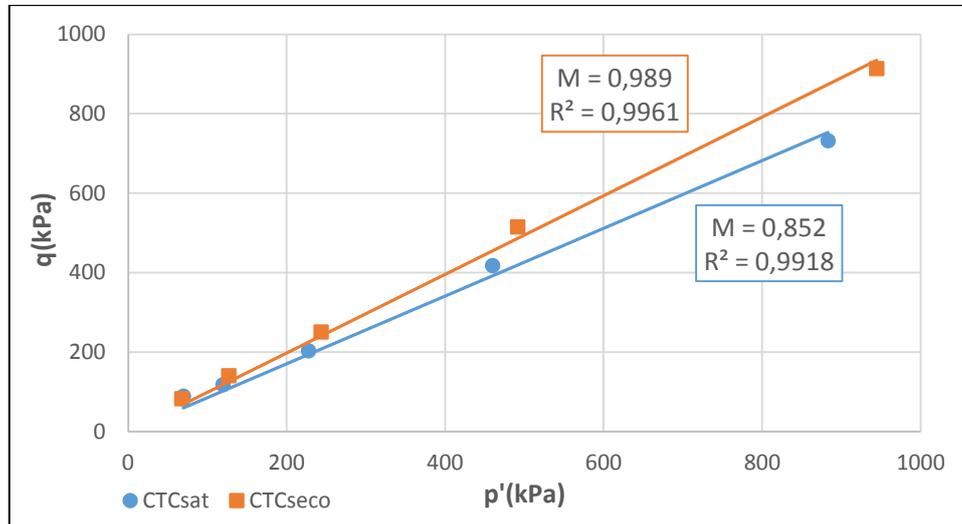
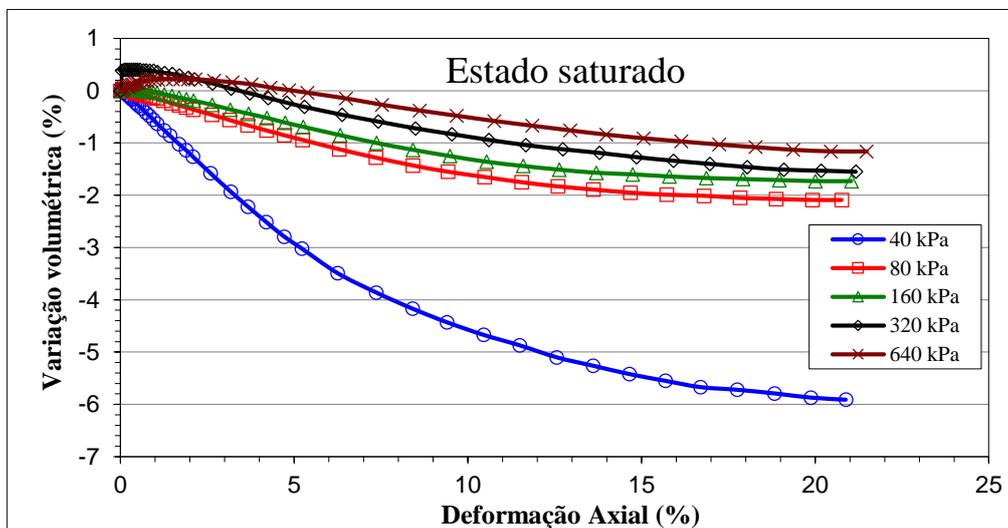


Figura 5.6 – Linhas de estado crítico das esferas A-072

Analisando a variação volumétrica no ensaio triaxial (Figura 5.7), nota-se que as amostras saturadas praticamente atingiram o estado crítico ao final do ensaio, o que não aconteceu com as amostras secas. Contudo, deve-se lembrar que a aferição da variação volumétrica em amostras secas ou não saturadas é demasiadamente complicada. Como todas as amostras foram constituídas em um estado fofo ( $e_0 \approx 0,67$ ), pode-se afirmar que o ângulo de atrito máximo ou de pico tem valor próximo ao ângulo de atrito crítico. Levando em conta tal igualdade e aplicando os valores da Tabela 5.4 na Eq. 3.1, tem-se “ $M_{seco} = 0,941$ ” e “ $M_{saturado} = 0,801$ ”, valores bem próximos aos apresentados na Figura 5.6.



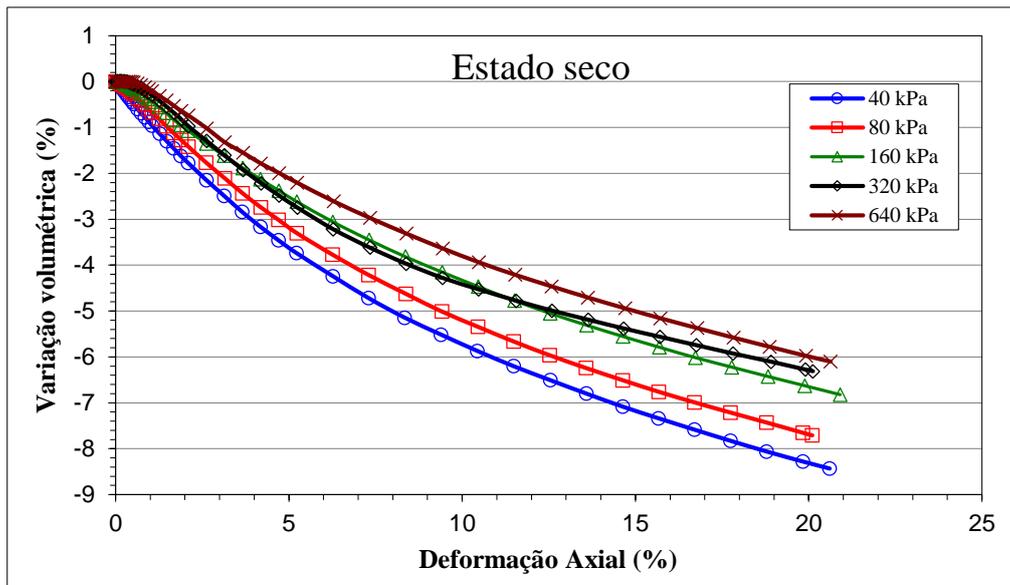


Figura 5.7 – Variação específica de volume das amostras submetidas ao ensaio CTC, estado saturado e seco

Não foi possível realizar o ensaio de adensamento (compressão oedométrica) para determinar os parâmetros  $\kappa$  e  $\lambda$ . Entretanto, Cho *et al.* (2006) analisaram o efeito da forma das partículas nos parâmetros de estado crítico para diversos tipos de areia, sendo a maioria de granulometria uniforme, e obtiveram a relação apresentada na Figura 5.8. A variável de forma  $\rho$  é um fator definido por Cho *et al.* (2006) denominado “regularidade”, que é uma média da esfericidade e do arredondamento das partículas ( $\rho = (S+R)/2$ ). Com a faixa de compressibilidade determinada, pode-se estimar que o coeficiente de compressibilidade das esferas ( $\lambda_{\text{esferas}}$ ) terá um valor entre 0,04 e 0,07, para  $\rho = 0,9$ .

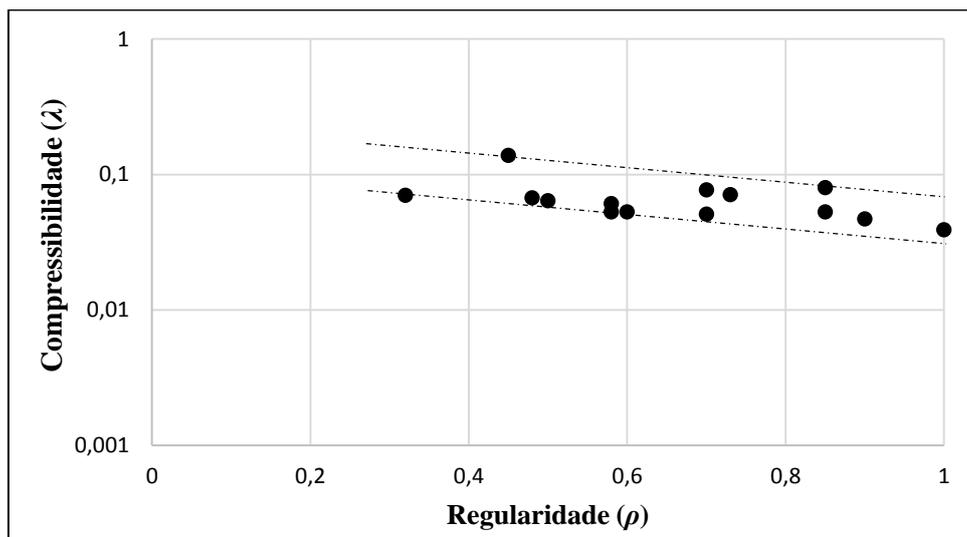


Figura 5.8 – Influência da forma da partícula no valor do parâmetro  $\lambda$  (modificado de Cho *et al.*, 2006)

### 5.3 RESULTADOS DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE

Na Tabela 5.5 são apresentados os resultados do ensaio de penetração de cone, onde  $w$  é a umidade da amostra ou mistura,  $w_{caulim}$  é a umidade do caulim, considerando que toda a água presente na mistura está associada com a fase fina; e  $h$  é a medida da penetração do cone. Estas variáveis foram medidas seguindo os procedimentos da BSI 1377-2 (BSI, 1990).

Tabela 5.5 – Resultados do ensaio de penetração de cone

Amostra	$w$ (%)	$w_{caulim}$ (%)	$h$ (mm)	Amostra	$w$ (%)	$w_{caulim}$ (%)	$h$ (mm)	
100% <sub>caulim</sub> / 0% <sub>A-072</sub>	24,94	24,94	2,47	50% <sub>caulim</sub> / 50% <sub>A-072</sub>	18,77	37,54	7,20	
	30,37	30,37	3,60		20,14	40,28	11,97	
	35,07	35,07	9,15		22,05	44,11	18,70	
	39,69	39,69	12,87		24,24	48,48	24,30	
	46,54	46,54	17,00		25,88	51,75	36,37	
	48,04	48,04	21,07		40% <sub>caulim</sub> / 60% <sub>A-072</sub>	14,38	35,96	5,65
	52,25	52,25	27,70			15,54	38,85	8,43
	57,40	57,40	33,00			16,70	41,76	10,90
80% <sub>caulim</sub> / 20% <sub>A-072</sub>	28,73	35,91	8,10	19,46		48,64	23,30	
	29,98	37,48	9,00	21,00	52,50	25,83		
	33,67	42,09	17,37	30% <sub>caulim</sub> / 70% <sub>A-072</sub>	11,59	38,62	6,80	
	37,09	46,36	21,40		12,53	41,77	8,67	
	40,78	50,97	27,20		13,89	46,29	14,20	
60% <sub>caulim</sub> / 40% <sub>A-072</sub>	22,68	37,80	8,27		14,18	47,27	22,77	
	26,16	43,61	14,83	14,40	47,99	27,57		
	28,03	46,72	21,80					
	30,86	51,43	31,50					

Os resultados apresentados na Tabela 5.5 são representados graficamente na Figura 5.9. Os gráficos foram gerados a partir de uma regressão do tipo potência ( $y = a.x^b$ ) e as equações estão identificadas pela cor característica dos dados de cada tipo de amostra. Os eixos estão em escala logarítmica, sendo possível observar que a relação “ $\log w - \log h$ ” tem uma tendência linear, conforme afirmado por Koumoto & Houlsby (2001).

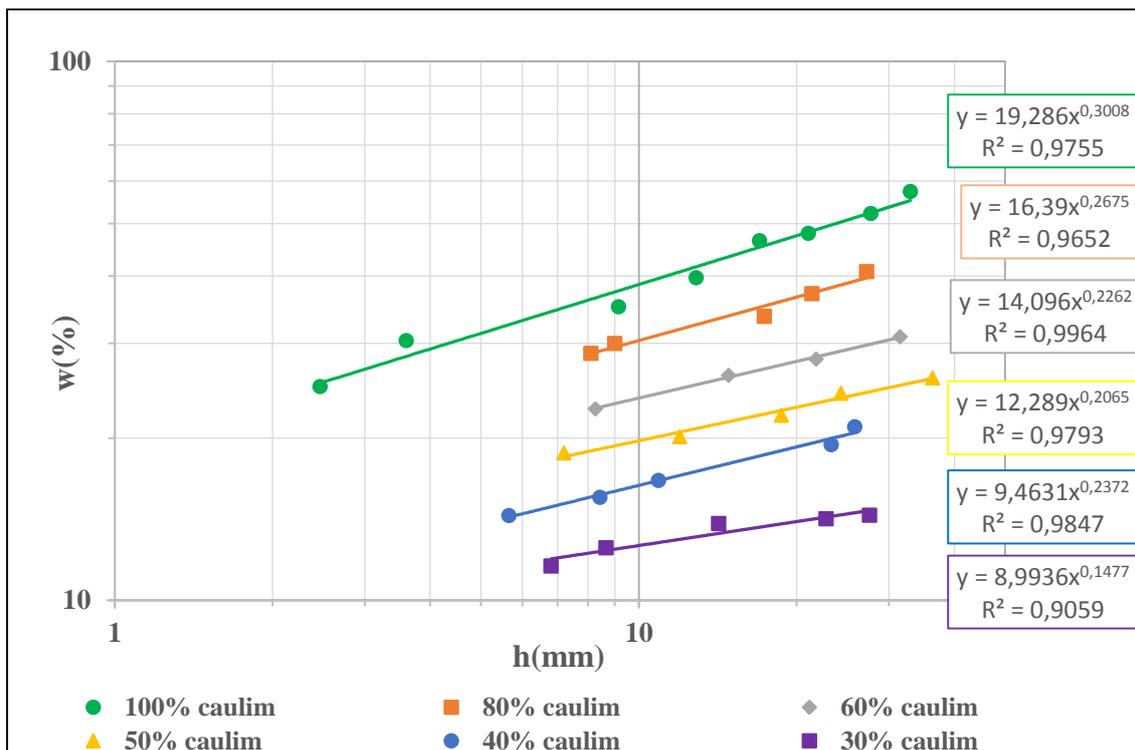


Figura 5.9 – Análise gráfica dos resultados do ensaio de penetração de cone ( $\log w - \log h$ )

A partir das equações obtidas por meio de regressões de potência, pode-se determinar os coeficientes de ajuste  $A$  e  $B$ , utilizando a Equação 3.5. Na Tabela 5.6 são mostradas as equações e os coeficientes estimados para cada tipo de mistura, com destaque para o coeficiente de compressibilidade  $\lambda$ , obtido pelas relações “ $B = 2b$ ” e “ $b = \lambda$ ” (Eq. 3.13). Todas as regressões apresentam um bom ajuste ( $R^2 > 0,9$ ).

Tabela 5.6 – Coeficientes de ajuste obtidos no ensaio de penetração de cone

Amostra	Equação	$A$	$B$	$\lambda$	$R^2$
100% caulim / 0% A-072	$y = 19,286x^{0,3008}$	19,286	0,3008	0,1504	0,9755
80% caulim / 20% A-072	$y = 16,39x^{0,2675}$	16,39	0,2675	0,13375	0,9652
60% caulim / 40% A-072	$y = 14,096x^{0,2262}$	14,096	0,2262	0,1131	0,9964
50% caulim / 50% A-072	$y = 12,289x^{0,2065}$	12,289	0,2065	0,10325	0,9793
40% caulim / 60% A-072	$y = 9,4631x^{0,2372}$	9,4631	0,2372	0,1186	0,9847
30% caulim / 70% A-072	$y = 8,9936x^{0,1477}$	8,9936	0,1477	0,07385	0,9059

Comparando o comportamento das misturas, nota-se que a medida que se diminui a fração de caulim, a inclinação dos gráficos sofre uma redução, o que é reproduzido numericamente pelos valores de  $B$  e  $\lambda$ . A análise do valor de  $\lambda$  em função dos componentes da mistura será apresentada adiante (Figura 5.16).

O comportamento demonstrado indica que mesmo nas misturas fabricadas com uma maior fração de caulim, onde as partículas de esferas não são capazes de estabelecer contatos entre si, a presença das esferas afeta a compressibilidade.

Na mistura 30%caulim/70%A-072 o valor de  $\lambda$  encontra-se próximo da faixa esperada para amostras com apenas esferas de vidro. Pelos dados coletados na etapa da revisão bibliográfica, espera-se que a mudança de comportamento seja evidente para uma faixa de composição com 20% a 40% de fração fina.

Foram feitas algumas tentativas de ensaio para uma mistura 20%caulim/80%A-072 e não foi possível obter resultados suficientes para análise, pois o cone quase sempre atingia o fundo do recipiente devido à falta de coesão da mistura.

A queda progressiva da compressibilidade observada no intervalo pode ter origem na própria aferição dos resultados, já que os coeficientes de ajuste são sensíveis a pequenas variações nos valores de  $w$  e  $h$ . A discussão sobre a variação do parâmetro  $\lambda$  será retomada na análise dos resultados do ensaio de mini palheta para as misturas.

O coeficiente “A” sofre uma constante redução com a redução da fração de caulim. “A” está associado diretamente ao coeficiente de ajuste “a” (Eq. 3.5), que está relacionado com a capacidade de absorção e retenção de água do solo. Tal capacidade é reduzida com a presença de material granular, portanto é natural que A reduza à medida que a fração de esferas da mistura aumente.

Quanto menor a fração de caulim, menor é a umidade necessária para que o cone atinja uma determinada altura de penetração e menor é a faixa de umidade disponível para análise. Na mistura de esferas de vidro com caulim, a água associa-se praticamente somente com a fração de caulim. Na Figura 5.10 é apresentada o mesmo tipo de análise gráfica que na Figura 5.9, com a diferença que a umidade considerada é apenas a da fração de caulim ( $w_{caulim}$ ). Observa-se um processo de normalização dos dados, demonstrado pela sobreposição dos gráficos. A inclinação das linhas (coeficiente  $B$ ) segue sem alteração, já o coeficiente  $A$  teve considerável aumento para todas as misturas, evidenciado pela elevação vertical dos gráficos.

Analisando o resultado para a amostra pura de caulim, tem-se uma estimativa de  $\lambda$  equivalente a 0,15. Tal valor está acima do intervalo esperado para solos compostos por

argilominerais do tipo caulinita, porém está bem próximo do valor estimado por Farias & Llano-Serna (2016) para um caulim branco, que foi de 0,144.

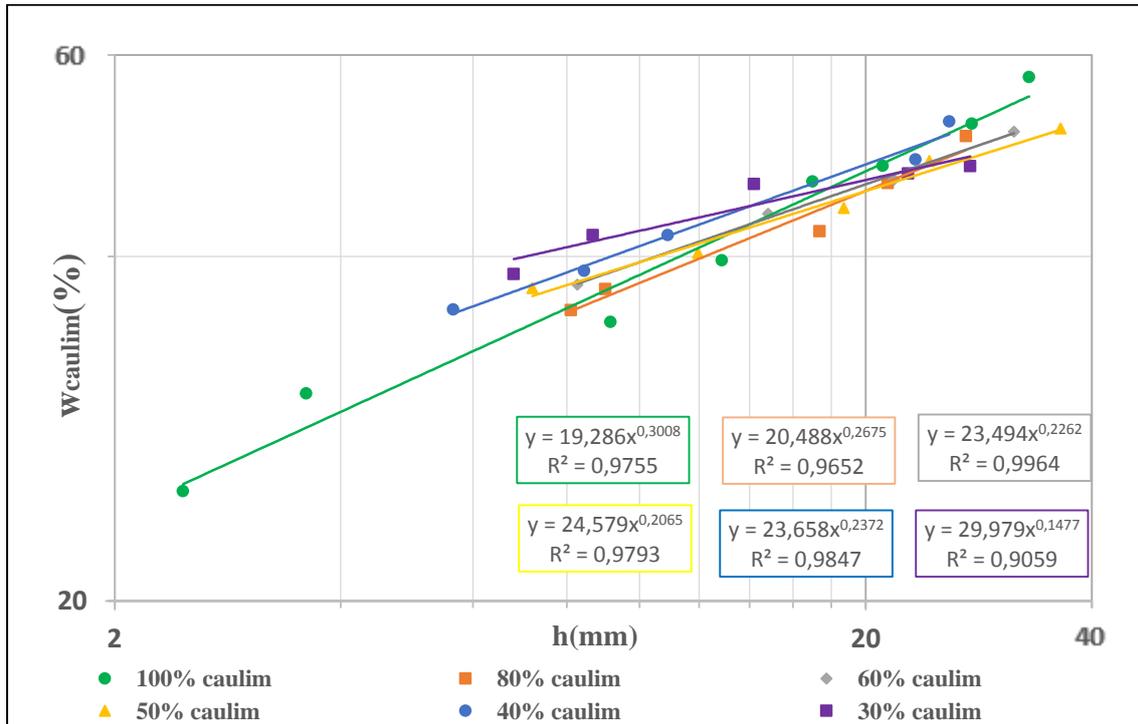


Figura 5.10 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de penetração de cone ( $\log w_{caulim} - \log h$ )

#### 5.4 RESULTADOS DO ENSAIO DE MINI PALHETA EM AMOSTRAS DE CAULIM

As variáveis foram medidas a cada 4 segundos desde o início do ensaio e os valores no ponto de maior resistência são apresentados na Tabela 5.7, juntamente com os dados das amostras de caulim ( $w$ ,  $e$ ).  $T$  corresponde ao torque,  $s_u^{reo}$  à resistência cisalhante não drenada calculada pelo software do reômetro,  $\gamma$  à deformação cisalhante,  $\mu$  à viscosidade,  $t$  ao tempo de ensaio transcorrido até o pico de resistência ser atingido e  $s_u^{ASTM}$  ao valor da resistência ao cisalhamento não drenada, calculada por meio da constante de palheta sugerida pela “D 4648M-13 (ASTM, 2010), Equação (3)”.

Calcula-se  $s_u^{reo}$  dividindo o torque por um fator (Eq. 5.1) que, segundo um técnico da Anton Paar, é determinado por meio de testes realizados em um tipo de óleo padrão. Não foram encontradas informações mais detalhadas de como este processo de calibração é realizado pelo fabricante do aparelho. O  $s_u^{ASTM}$  é calculado dividindo o torque por uma constante que depende das dimensões da palheta utilizada (Eq. 5.2).

$$s_u^{reo} (kPa) = \frac{T(mN.m)}{10,655} \quad (5.1)$$

$$s_u^{ASTM} (kPa) = \frac{T(mN.m)}{35,986} \quad (5.2)$$

Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim utilizando o reômetro

w(%)	e	n (°/min)	T (mN.m)	$\gamma$ (%)	$\mu$ (mPa.s)	t (min)	$s_u^{reo}$ (kPa)	$s_u^{reo}/p_a$	$s_u^{ASTM}$ (kPa)	$s_u^{ASTM}/p_a$
55	1,845	20	10,533	613	$1,65 \cdot 10^7$	1,733	0,989	$9,89 \cdot 10^{-3}$	0,293	$2,93 \cdot 10^{-3}$
52	1,492		21,412	432	$3,35 \cdot 10^7$	1,250	2,010	$2,01 \cdot 10^{-2}$	0,595	$5,95 \cdot 10^{-3}$
50	1,418		23,634	491	$3,69 \cdot 10^7$	1,417	2,218	$2,22 \cdot 10^{-2}$	0,657	$6,57 \cdot 10^{-3}$
48	1,391		35,527	365	$5,57 \cdot 10^7$	1,083	3,334	$3,33 \cdot 10^{-2}$	0,987	$9,87 \cdot 10^{-3}$
45	1,525		94,265	283	$1,49 \cdot 10^8$	0,933	8,847	$8,85 \cdot 10^{-2}$	2,619	$2,62 \cdot 10^{-2}$
55	1,764	30	21,807	447	$2,46 \cdot 10^7$	0,933	2,047	$2,05 \cdot 10^{-2}$	0,606	$6,06 \cdot 10^{-3}$
52	1,429		22,480	539	$2,64 \cdot 10^7$	1,167	2,110	$2,11 \cdot 10^{-2}$	0,625	$6,25 \cdot 10^{-3}$
50	1,650		28,254	444	$3,18 \cdot 10^7$	0,933	2,652	$2,65 \cdot 10^{-2}$	0,785	$7,85 \cdot 10^{-3}$
48	1,391		55,327	322	$6,42 \cdot 10^7$	0,750	5,193	$5,19 \cdot 10^{-2}$	1,537	$1,54 \cdot 10^{-2}$
45	1,515		72,227	289	$8,04 \cdot 10^7$	0,667	6,779	$6,78 \cdot 10^{-2}$	2,007	$2,01 \cdot 10^{-2}$
55	1,768	45	19,755	627	$1,48 \cdot 10^7$	0,867	1,854	$1,85 \cdot 10^{-2}$	0,549	$5,49 \cdot 10^{-3}$
52	1,755		17,413	879	$1,31 \cdot 10^7$	1,200	1,634	$1,63 \cdot 10^{-2}$	0,484	$4,84 \cdot 10^{-3}$
50	1,661		32,349	521	$2,43 \cdot 10^7$	0,733	3,036	$3,04 \cdot 10^{-2}$	0,899	$8,99 \cdot 10^{-3}$
48	1,676		27,78	623	$2,09 \cdot 10^7$	0,867	2,607	$2,61 \cdot 10^{-2}$	0,772	$7,72 \cdot 10^{-3}$
45	1,496		117,19	379	$8,78 \cdot 10^7$	0,600	10,998	$1,10 \cdot 10^{-1}$	3,257	$3,26 \cdot 10^{-2}$
55	1,853	60	13,585	1040	$7,65 \cdot 10^6$	1,067	1,275	$1,28 \cdot 10^{-2}$	0,378	$3,78 \cdot 10^{-3}$
52	1,711		25,471	704	$1,44 \cdot 10^7$	0,733	2,391	$2,39 \cdot 10^{-2}$	0,708	$7,08 \cdot 10^{-3}$
50	1,643		56,489	622	$3,19 \cdot 10^7$	0,667	5,302	$5,30 \cdot 10^{-2}$	1,570	$1,57 \cdot 10^{-2}$
48	1,622		58,85	487	$3,33 \cdot 10^7$	0,533	5,523	$5,52 \cdot 10^{-2}$	1,635	$1,64 \cdot 10^{-2}$
45	1,509		127,9	386	$7,24 \cdot 10^7$	0,467	12,004	$1,20 \cdot 10^{-1}$	3,554	$3,55 \cdot 10^{-2}$

Na Figura 5.11 é mostrada a relação “ $w - \log s_u^{reo}/p_a$ ” e a Figura 5.12 a relação “ $w - \log s_u^{ASTM}/p_a$ ”. Os gráficos foram gerados a partir de uma regressão do tipo potência ( $y = a \cdot x^b$ ) e as equações estão identificadas pela cor característica dos dados de cada tipo de amostra. Em ambos os gráficos são apresentados também os resultados do ensaio feito com o equipamento padrão da D 4648M-13 (ASTM, 2010). Nota-se que as relações apresentam uma tendência praticamente linear. Optou-se por não colocar  $w$  na escala “ $\log w$ ” para facilitar a visualização dos gráficos em conjunto.

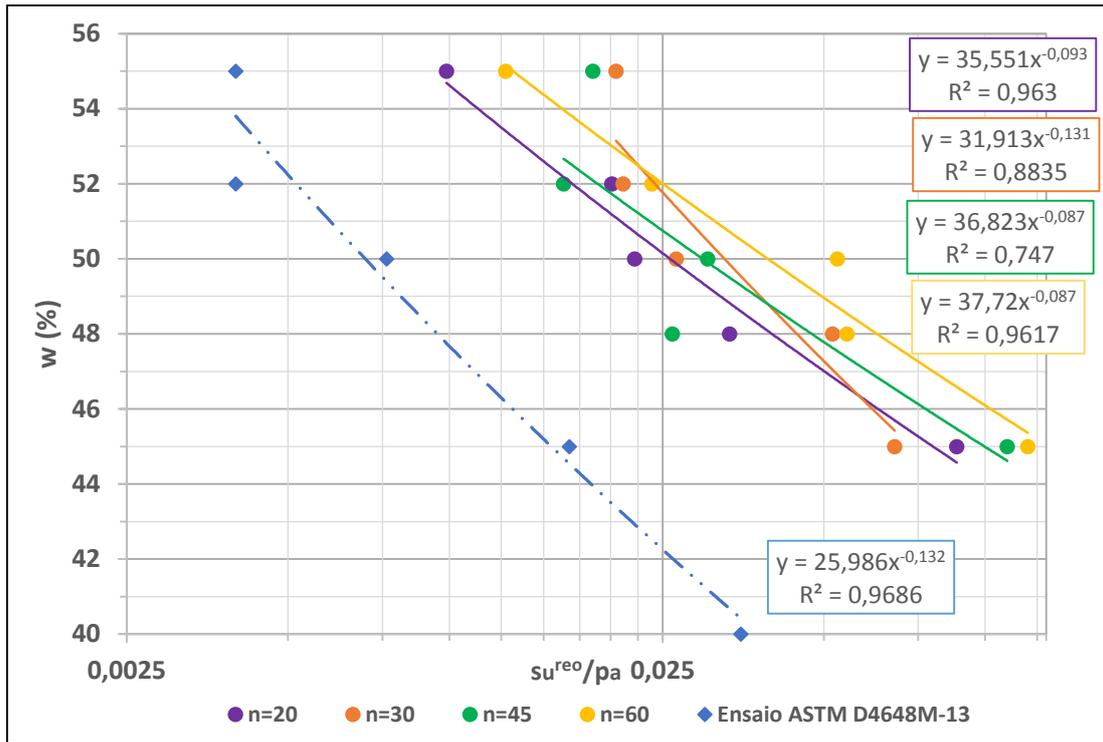


Figura 5.11 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim, considerando a resistência não drenada  $S_u^{reo}$

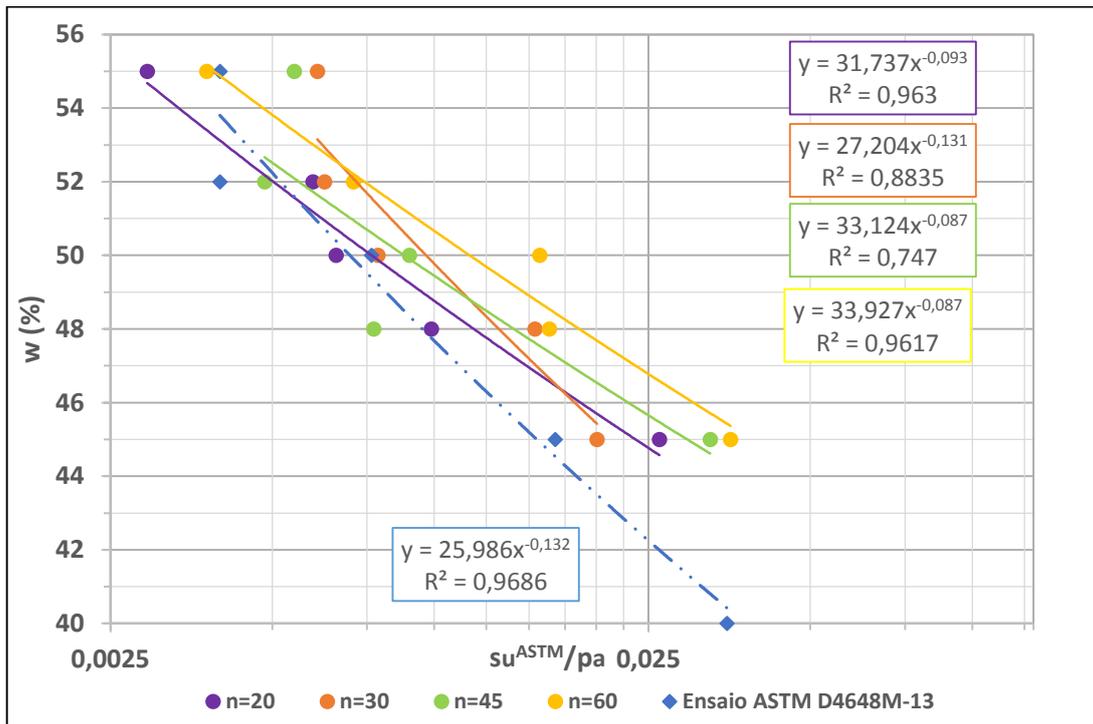


Figura 5.12 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim, considerando a resistência não drenada  $S_u^{ASTM}$

A partir das equações obtidas utilizando as regressões de potência, pode-se determinar os coeficientes de ajuste  $a$  e  $b$ , utilizando a Equação 3.4. A Tabela 5.8 mostra os coeficientes

estimados as amostras de caulim, de acordo com a velocidade de rotação aplicada no ensaio. O coeficiente de compressibilidade  $\lambda$  é obtido pela relação “ $b = \lambda$ ” (Eq. 3.13).

**Tabela 5.8 – Coeficientes de ajuste obtidos no ensaio de mini palheta em amostras de caulim**

<b>n (°/min)</b>	<b>Reômetro</b>				<b>Equipamento padrão D</b>
	20	30	45	60	<b>4648M-13 (ASTM, 2010)</b>
<b>a (<math>s_u^{reo}</math>)</b>	35,551	31,913	36,823	37,72	-
<b>a (<math>s_u^{ASTM}</math>)</b>	31,737	27,204	33,124	33,93	25,986
<b>b = <math>\lambda</math></b>	0,093	0,131	0,087	0,087	0,132
<b>R<sup>2</sup></b>	0,963	0,8835	0,747	0,967	0,9686

Com o ensaio feito de acordo com a norma, obteve-se um bom ajuste ( $R^2 > 0,9$ ) apesar das diversas imprecisões inerentes ao equipamento utilizado. O valor obtido de  $\lambda$ , 0,132, é menor que o determinado com o ensaio de penetração de cone (0,15) e mais próximo do intervalo esperado para solos compostos por argilominerais do tipo caulinita (0,08 a 0,12).

Os valores de  $s_u^{reo}$  são notavelmente maiores que os valores obtidos no ensaio feito conforme a norma D 4648M-13 (ASTM, 2010) (Figura 5.11). Sendo assim, não é recomendável utilizar o valor de resistência ao cisalhamento dado diretamente pelo *software* do reômetro para amostras de solos. Apesar das limitações dimensionais do recipiente do reômetro, calcular  $s_u$  de acordo com a D 4648M-13 (ASTM, 2010) é uma melhor alternativa.

O coeficiente  $a$  é o único que diverge ao utilizar  $s_u^{ASTM}$  ao invés de  $s_u^{reo}$  e as regressões para  $n=20^\circ/\text{min}$  e  $n=60^\circ/\text{min}$  apresentam um bom ajuste ( $R^2 > 0,9$ ). No gráfico “ $n=30$ ” nota-se uma inclinação bem mais acentuada do que os demais, o que é numericamente demonstrado pelo valor de  $b$  ou  $\lambda$ . Nos gráficos restantes a inclinação é praticamente igual, apesar de o gráfico “ $n=45$ ” não ter um bom ajuste ( $R^2 = 0,747$ ).

O parâmetro  $\lambda$  dado pelo gráfico “ $n=30$ ”, igual a 0,131, é praticamente equivalente ao valor obtido no ensaio feito conforme a norma e os valores do coeficiente  $a$  também são bem próximos.

Outra forma de verificar os resultados do ensaio de mini palheta é utilizando-os para estimar o fator de cone  $K$ , com a relação “ $s_u - 1/h^2$ ” (Eq. 3.2). O coeficiente angular das regressões lineares da Figura 5.13 e Figura 5.14 equivale ao fator de cone multiplicado

peelo peso do conjunto “cone + haste deslizante”. Assim, pode-se estimar  $K$ , cujos valores são mostrados na Tabela 5.9.

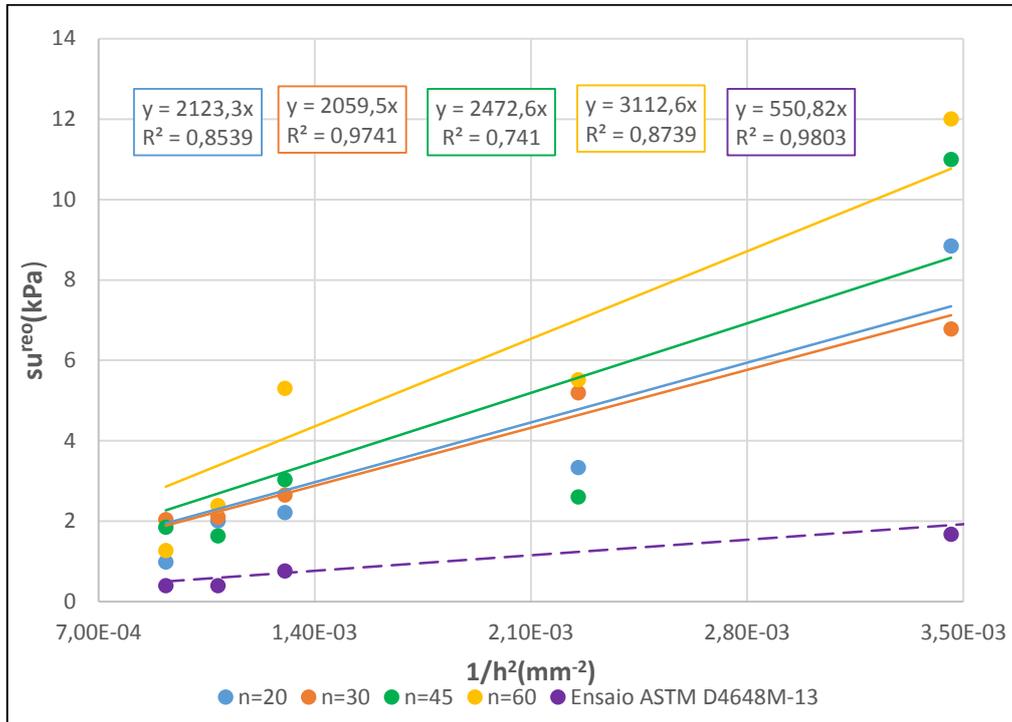


Figura 5.13 – Relação entre a resistência não drenada e a penetração de cone, considerando  $S_u = S_u^{reo}$

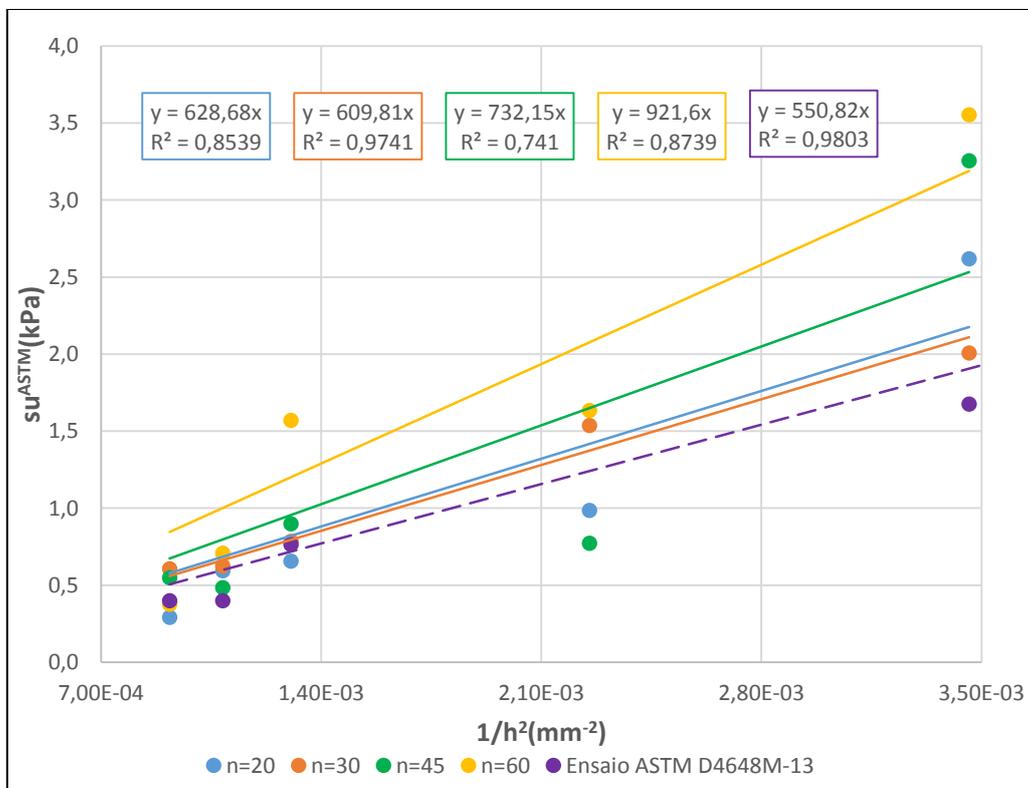


Figura 5.14 - Relação entre a resistência não drenada e a penetração de cone, considerando  $S_u = S_u^{ASTM}$

Tabela 5.9 - - Estimativa do fator de cone  $K$

	Reômetro				Equipamento padrão D 4648M-13 (ASTM, 2010)
$n$ (°/min)	20	30	45	60	72
$K$ ( $s_u^{reo}$ )	2,580	2,502	3,004	3,782	-
$K$ ( $s_u^{ASTM}$ )	0,764	0,741	0,890	1,12	0,669

A faixa de valores de  $K$  obtidos para resistência não drenada equivalente a  $s_u^{reo}$  é bem elevada, considerando os valores recomendados por outros autores para o mesmo tipo de cone. Valores de  $K$  desta magnitude, entre 2,5 e 3,8, são característicos de um cone sem rugosidade superficial, segundo dados de Koumoto & Houlsby (2001) e Hazell (2008).

Já os valores de  $K$  obtidos para resistência não drenada equivalente a  $s_u^{ASTM}$  condizem com a faixa de valores das pesquisas apresentadas.

Novamente o conjunto de amostras cujo comportamento mais se aproxima com o das amostras submetidas ao ensaio normatizado é o “ $n=30$ ”.

Dos resultados até aqui apresentados, pode-se estabelecer duas conclusões para as próximas análises:

- Os valores de resistência não drenada calculados através da Eq. 5.2,  $s_u^{ASTM}$ , representam melhor a real resistência não drenada do solo analisado, quando comparado aos valores definidos pela Eq. 5.1,  $s_u^{reo}$ , que superestima a resistência;
- A velocidade de rotação ou taxa de deformação de 30<sup>0</sup>/min mostrou ser a mais adequada para a análise do caulim no ensaio de mini palheta utilizando o reômetro. Então, esta foi a velocidade padrão adotada para os ensaios em misturas de caulim com esferas de vidro.

Utilizou-se a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016) para estimar o parâmetro  $M$  para o conjunto de amostras “ $n=30$ ”, considerando a resistência não drenada  $s_u^{ASTM}$  (Tabela 5.10). Os índices físicos das amostras são apresentados na Tabela 5.7. O processo iterativo foi realizado até que o erro fosse menor que 0,01%. Não foi possível realizar este procedimento para as amostras submetidas ao ensaio feito conforme a norma D 4648M-13 (ASTM, 2010).

Observa-se que o valor estimado de  $M$  é bem elevado, estando até fora do máximo possível de acordo com a Equação 3.1. Os valores de  $s_u$  dados no ensaio com o reômetro são no geral maiores que os dados no ensaio normatizado, porém esta diferença não

ultrapassa a margem dos 50% no intervalo de teores de umidade analisado. Aparentemente esta discrepância no valor de  $M$  deve-se principalmente aos pequenos valores de tensão confinante  $p_f'$ , que por sua vez são consequência do elevado valor de  $e$  determinado para algumas amostras e/ou do baixo valor do índice de compressibilidade  $\lambda$  estimado a partir da relação “ $\log w - \log s_u$ ”.

**Tabela 5.10 – Estimativa do parâmetro  $M$  para o caulim submetido a velocidade de rotação de 30<sup>0</sup>/min no reômetro, seguindo a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016)**

$a$	$b$	$e_a$ (inicial)	$p_f'$ inicial (kPa)	$e_a$ (final)	$p_f'$ final (kPa)	$q_f = \sqrt{3}s_u$ (kPa)	$M$	n <sup>o</sup> iterações
27,204	0,131	0,858	0,633	0,633	0,114	1,050	6,06	18
			0,788		0,141	1,082		
			1,40		0,252	1,360		
			1,71		0,307	2,663		
			3,59		0,645	3,476		

Nota-se também que há uma considerável diferença entre o valor de  $e_a$  inicialmente estimado e o valor final (aproximadamente 25%). Pelo fato de o solo analisado ser um caulim, espera-se que o valor de  $e_a$  estimado a partir do ponto “ $\Omega = (e_\Omega, p_\Omega)$ ” seja próximo do real. Assim, uma diferença tão elevada indica que os índices físicos da amostra não foram bem determinados e/ou a utilização do reômetro na execução do ensaio de mini palheta não é adequada.

Fez-se o mesmo procedimento utilizando os coeficientes  $A$  e  $B$  obtidos no ensaio de penetração de cone, lembrando que a relação entre estes e os coeficientes  $a$  e  $b$  se dá por meio da Equação 3.5 ( $A = a(KQ/p_a)^{-b}$ , e  $B = 2b$ ). Entretanto, foram utilizados os índices físicos das amostras submetidas ao ensaio de mini palheta com o reômetro (Tabela 5.7). Considerou-se o fator de cone  $K$  equivalente a 0,741. Os resultados são mostrados na Tabela 5.11.

**Tabela 5.11 – Estimativa do parâmetro  $M$  para o caulim utilizando os coeficientes  $A$  e  $B$  obtidos no ensaio de penetração de cone, seguindo a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016)**

$A$	$B$	$a$	$b$	$e_a$ (inicial)	$p_f'$ inicial (kPa)	$e_a$ (final)	$p_f'$ final (kPa)	$q_f = \sqrt{3}s_u$ (kPa)	$M$	n <sup>o</sup> iterações
19,286	0,301	25,313	0,1504	0,948	2,214	0,645	0,295	1,050	2,82	19
					2,676		0,357	1,082		
					4,421		0,590	1,360		
					5,251		0,700	2,663		
					10,038		1,339	3,476		

O valor estimado de  $M$  encontra-se dentro do possível matematicamente, porém ainda é elevado para um caulim (para este valor de  $M$ ,  $\phi_{cs}$  equivale a  $73,47^\circ$ ). Ainda assim, só por utilizar os coeficientes dados pelo ensaio de penetração de cone a estimativa de  $M$  fica mais próxima do esperado, reforçando o fato de que a utilização do reômetro mostrou-se ineficaz.

## 5.5 RESULTADOS DO ENSAIO DE MINI PALHETA EM AMOSTRAS DE MISTURAS CAULIM + ESFERAS A-072

Determinadas a velocidade de rotação ( $30^0/\text{min}$ ) e o modo de cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada que melhor caracterizaram o caulim, foram realizados os ensaios de mini palheta, utilizando o reômetro, nas misturas de caulim com esferas de vidro A-072. Na Tabela 5.12 são apresentados os resultados. Deste ponto em diante, considere  $s_u$  equivalente a  $s_u^{ASTM}$ .

Tabela 5.12 - Resultados do ensaio de mini palheta em amostras de caulim+esferasA-072 utilizando o reômetro

	w(%)	e	T (mN.m)	$\gamma$ (%)	$\mu$ (mPa.s)	t (min)	$s_u$ (kPa)	$s_u/pa$
<b>80%<sub>caulim</sub> / 20%<sub>A-072</sub></b>	46,38	1,274	9,64	853	$1,08 \cdot 10^7$	1,733	0,268	$2,68 \cdot 10^3$
	41,81	1,192	13,53	718	$1,52 \cdot 10^7$	1,467	0,376	$3,76 \cdot 10^3$
	38,39	1,082	32,07	575	$3,62 \cdot 10^7$	1,200	0,891	$8,91 \cdot 10^3$
	35,30	1,033	56,02	530	$6,32 \cdot 10^7$	1,133	1,557	$1,56 \cdot 10^2$
	34,93	0,990	109,87	436	$1,26 \cdot 10^8$	1,000	3,053	$3,05 \cdot 10^2$
<b>60%<sub>caulim</sub> / 40%<sub>A-072</sub></b>	34,00	0,950	5,59	1550	$6,31 \cdot 10^6$	3,133	0,155	$1,55 \cdot 10^3$
	31,60	0,927	12,88	1080	$1,45 \cdot 10^7$	2,200	0,358	$3,58 \cdot 10^3$
	27,29	0,783	44,96	702	$5,02 \cdot 10^7$	1,467	1,249	$1,25 \cdot 10^2$
	24,72	0,737	151,35	482	$1,71 \cdot 10^8$	1,133	4,206	$4,21 \cdot 10^2$
<b>50%<sub>caulim</sub> / 50%<sub>A-072</sub></b>	29,00	0,798	8,49	1420	$9,55 \cdot 10^6$	2,867	0,236	$2,36 \cdot 10^3$
	27,00	0,749	17,48	1250	$1,97 \cdot 10^7$	2,533	0,486	$4,86 \cdot 10^3$
	26,00	0,739	22,66	1150	$2,55 \cdot 10^7$	2,333	0,630	$6,30 \cdot 10^3$
	25,00	0,693	78,10	785	$8,79 \cdot 10^7$	1,667	2,170	$2,17 \cdot 10^2$
	23,50	0,671	110,34	803	$1,23 \cdot 10^8$	1,733	3,066	$3,07 \cdot 10^2$
<b>40%<sub>caulim</sub> / 60%<sub>A-072</sub></b>	23,00	0,636	6,37	2650	$7,17 \cdot 10^6$	5,333	0,177	$1,77 \cdot 10^3$
	19,83	0,592	8,20	2490	$9,21 \cdot 10^6$	5,000	0,228	$2,28 \cdot 10^3$
	19,44	0,561	32,91	1140	$3,69 \cdot 10^7$	2,333	0,915	$9,15 \cdot 10^3$
	17,78	0,517	79,02	918	$8,92 \cdot 10^7$	1,933	2,196	$2,20 \cdot 10^2$
	18,68	0,525	41,41	1400	$4,68 \cdot 10^7$	2,867	1,151	$1,15 \cdot 10^2$
<b>30%<sub>caulim</sub> / 70%<sub>A-072</sub></b>	17,01	0,480	5,19	989	$5,82 \cdot 10^6$	2,000	0,144	$1,44 \cdot 10^3$
	16,35	0,473	6,27	2650	$7,06 \cdot 10^6$	5,333	0,174	$1,74 \cdot 10^3$
	16,14	0,450	9,90	2390	$1,13 \cdot 10^7$	4,800	0,275	$2,75 \cdot 10^3$
	16,73	0,465	14,64	3580	$1,64 \cdot 10^7$	7,200	0,407	$4,07 \cdot 10^3$

	14,83	0,418	55,63	1160	$6,27 \cdot 10^7$	2,400	1,546	$1,55 \cdot 10^2$
--	-------	-------	-------	------	-------------------	-------	-------	-------------------

Na Figura 5.15 é mostrada a relação “ $w - \log s_u/p_a$ ” das misturas e amostras de caulim puro, todas submetidas a velocidade de rotação de  $30^0/\text{min}$ . Os gráficos foram gerados a partir de uma regressão do tipo potência ( $y = a \cdot x^b$ ) com o intuito obter os coeficientes de ajuste  $a$  e  $b$ , e as equações estão identificadas pela cor característica dos dados de cada conjunto de amostras. As relações apresentam uma tendência praticamente linear.

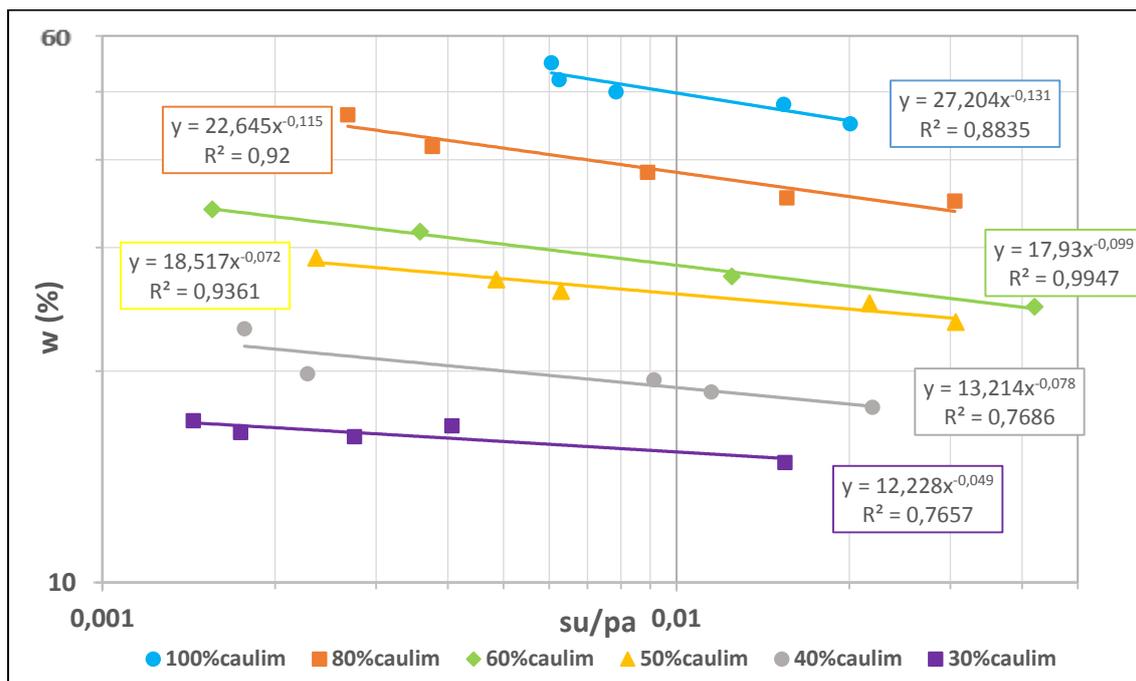


Figura 5.15 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta em misturas de caulim com esferas de vidro A-072

Na Tabela 5.13 estão os coeficientes de ajuste estimados para as misturas. No geral, a medida que se diminui a fração de caulim, a inclinação dos gráficos diminui gradativamente, mantendo-se constante apenas nas misturas com 50%caulim e 40%caulim. Comportamento semelhante é observado para o coeficiente  $a$ , mas neste caso a constância está presente entre as misturas com 60%caulim e 50%caulim. A relação “ $w - \log s_u/p_a$ ” nas misturas compostas predominantemente por esferas apresenta um ajuste apenas razoável.

Tabela 5.13 – Coeficientes de ajuste obtidos no ensaio de mini palheta utilizando o reômetro

Amostra	Equação	$a$	$b = \lambda$	$R^2$
100%caulim / 0%A-072	$y = 27,204x^{-0,131}$	27,204	0,131	0,8835
80%caulim / 20%A-072	$y = 22,645x^{-0,115}$	22,645	0,115	0,92
60%caulim / 40%A-072	$y = 17,93x^{-0,099}$	17,93	0,099	0,9947
50%caulim / 50%A-072	$y = 18,517x^{-0,072}$	18,517	0,072	0,9361

40% caulim / 60% A-072	$y = 13,214x^{-0,078}$	13,214	0,078	0,7686
30% caulim / 70% A-072	$y = 12,228x^{-0,049}$	12,228	0,049	0,7657

Conforme é visto na Figura 5.16, o comportamento apresentado pelas amostras no ensaio de mini palheta é semelhante ao das amostras no ensaio de penetração de cone e a diferença dos valores de  $\lambda$  entre os ensaios é quase constante, na ordem 0,02, sendo o valor do ensaio de cone sempre maior. Como ambos os ensaios apresentaram o mesmo padrão de variação do parâmetro  $\lambda$ , é um equívoco atribuir este comportamento às imprecisões na aferição dos resultados e propriedades das amostras, uma vez que a dinâmica de determinação de  $s_u$  dos ensaios é totalmente distinta. O comportamento mecânico evidenciado provavelmente é característico das misturas de caulim com esferas de vidro.

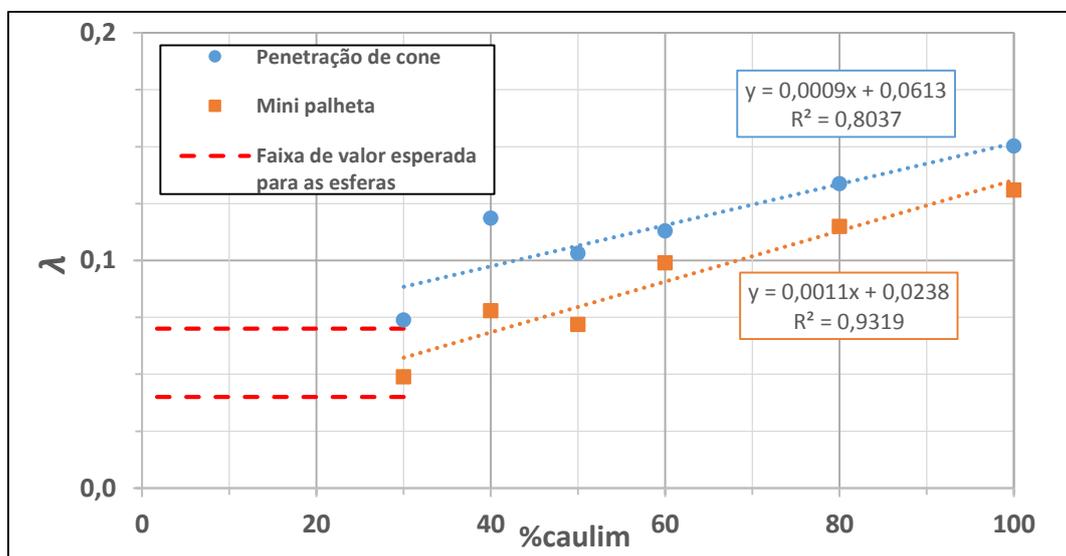


Figura 5.16 – Variação do parâmetro  $\lambda$  de acordo com o percentual de caulim presente nas amostras submetidas aos ensaios de penetração de cone e mini palheta

Contudo, não se pode afirmar se os resultados dos ensaios estão corretos ou não, para isso seria necessário realizar um número maior de ensaios para cada amostra, com mesma composição e teor de umidade, e obter dados de ensaios de compressibilidade e resistência convencionais para as misturas de caulim com esferas de vidro. Por mais que o comportamento das esferas de vidro apresente similaridade com o de diversos solos granulares, estas não podem ser consideradas um tipo de solo e a sua utilização em misturas com solos finos ainda não foi testada e analisada na prática.

O coeficiente de ajuste “a” apresenta uma constante redução com a redução da fração de caulim, consequência da redução da capacidade de absorção e retenção de água da mistura, similar ao comportamento do coeficiente “A”.

Como já fora explanado, na mistura de esferas de vidro com caulim a água associa-se praticamente apenas com a fração de caulim. A Figura 5.17 mostra a relação “ $w_{caulim} - \log s_u/p_a$ ” das amostras submetidas ao ensaio de mini palheta. Observa-se um processo de normalização dos dados, porém a sobreposição dos gráficos não é tão evidente quanto a apresentada pelos dados do ensaio de penetração de cone (Figura 5.10).

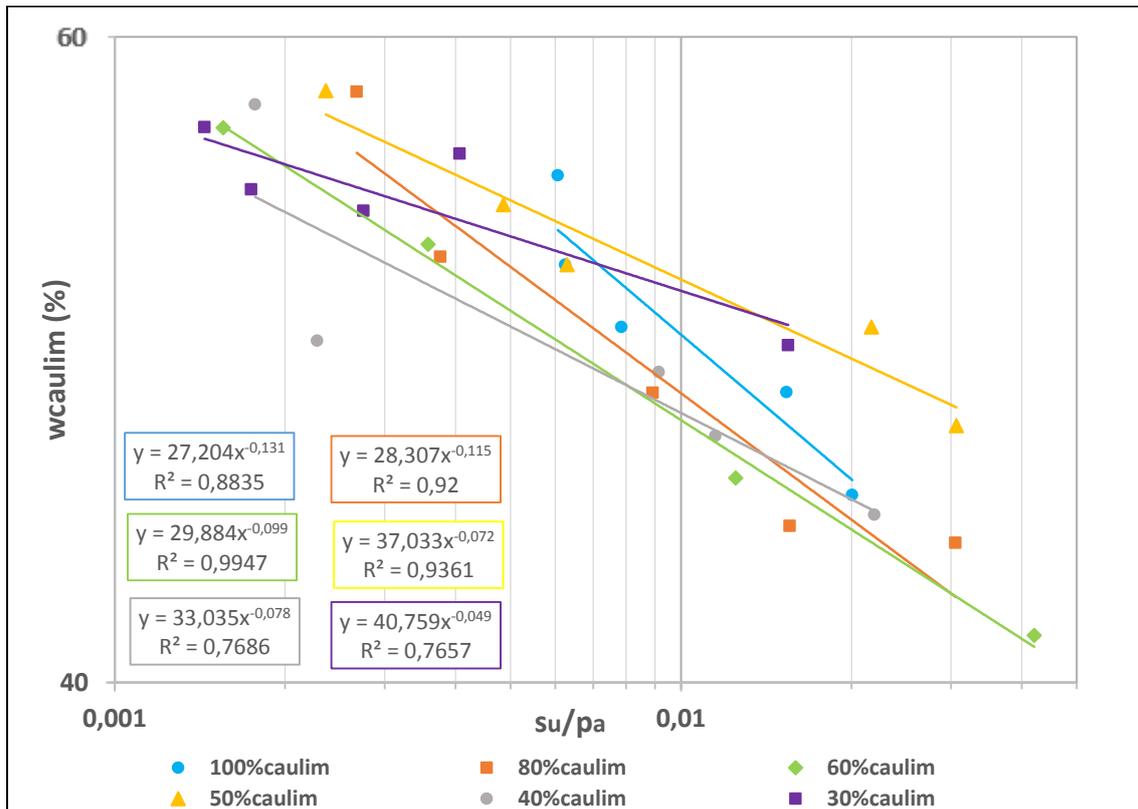


Figura 5.17 - Análise gráfica dos resultados do ensaio de mini palheta ( $\log w_{caulim} - \log s_u/p_a$ )

Aplicou-se a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016) para estimar o parâmetro  $M$  para todos os conjuntos de misturas submetidas ao ensaio de mini palheta e os resultados encontram-se na Tabela 5.14. O processo iterativo foi realizado até que o erro fosse menor que 0,01%.

Os valores estimados de  $M$  para as misturas estão abaixo da faixa de valores esperada para um caulim (0,65 a 1,16), com exceção das misturas com 80% de caulim. Os valores também estão muito abaixo do  $M$  determinado para as esferas de vidro A-072, equivalente a 0,85.

Tabela 5.14 – Estimativa do parâmetro  $M$  para as misturas de caulim e esferas de vidro A-072, seguindo a metodologia de Farias & Llano-Serna (2016)

Amostra	ea (inicial)	pf' inicial (kPa)	ea (final)	pf' final (kPa)	qf= $\sqrt{3}$ su (kPa)	$M$	$\phi_{cs}$	nº iterações
100%caulim / 0% $\theta_{A-072}$	0,858	0,633	0,633	0,114	1,050	6,06	-	18
		0,788		0,141	1,082			
		1,40		0,252	1,360			
		1,71		0,307	2,663			
		3,59		0,645	3,476			
80%caulim / 20% $\theta_{A-072}$	0,783	1,40	0,670	0,522	0,464	0,753	19,54	18
		2,87		1,071	0,651			
		7,46		2,782	1,543			
		11,42		4,258	2,696			
		16,65		6,206	5,288			
60%caulim / 40% $\theta_{A-072}$	0,709	8,81	0,541	1,610	0,269	0,443	11,90	13
		11,09		2,028	0,620			
		47,47		8,678	2,164			
		75,88		13,873	7,285			
50%caulim / 50% $\theta_{A-072}$	0,584	5,13	0,560	3,668	0,409	0,225	6,23	9
		10,14		7,246	0,841			
		11,58		8,281	1,091			
		22,02		15,740	3,759			
		30,00		21,448	5,311			
40%caulim / 60% $\theta_{A-072}$	0,612	73,52	0,431	7,248	0,306	0,086	2,44	10
		129,25		12,805	0,395			
		191,28		18,951	1,584			
		337,85		33,472	3,803			
		304,32		30,150	1,993			
30%caulim / 70% $\theta_{A-072}$	0,477	94,49	0,370	10,650	0,250	0,055	1,57	8
		108,12		12,187	0,302			
		175,97		19,835	0,477			
		128,39		14,472	0,704			
		338,06		38,105	2,678			

Os dados obtidos indicam que a metodologia aplicada necessita de algum fator de “normalização” para a estimativa do parâmetro  $M$ . Tentou-se utilizar o conceito do índice de vazios da fração fina, conforme fora mostrado por Thevanayagam & Mohan (2000), por meio da Equação 5.3, onde  $e_f$  é o índice de vazios da fração fina,  $C$  é fração de finos em unidade decimal,  $G_{sg}$  é a densidade relativa dos grãos granulares, no caso das esferas de vidro,  $G_{sf}$  é a densidade relativa dos grãos finos, no caso do caulim, e  $f$  é uma constante equivalente a parte da equação que esta substitui.

$$e_f = \frac{G_{sf}}{C} \left( \frac{1-C}{G_{sg}} + \frac{C}{G_{sf}} \right) \cdot e = f \cdot e \quad (5.3)$$

Para estimar  $M$ , utilizou-se o índice de vazios da fração fina no cálculo de  $e_a$  e de  $p'_f$ , conforme é mostrado nas Equações 5.4, 5.5 e 5.6. Contudo, os valores de  $M$  obtidos foram muito elevados (acima de 30), fora do limite matematicamente possível e da realidade de qualquer solo conhecido.

$$e_a = [e_\Omega + \lambda \ln \left( \frac{p'_\Omega}{p_a} \right)] \cdot f \quad (5.4)$$

$$p'_f = p_a * e^{\frac{e_a - (e \cdot f)}{\lambda}} \quad (5.5)$$

$$e_a = \left( \frac{aG_s}{100 \left( \frac{\alpha}{M} \right)^{-\lambda}} \right) \cdot f \quad (5.6)$$

Não é possível estabelecer os limites da metodologia utilizada e os ajustes necessários nos cálculos de modo que esta seja aplicada na estimativa do parâmetro  $M$  de misturas de materiais coesivos e não coesivos. A utilização do reômetro na execução do ensaio de mini palheta precisa ser validada e não se tem até o momento os valores dos parâmetros das misturas determinados por meio de ensaios de resistência e compressibilidade.

Identificou-se os pontos que são abordados nos tópicos 5.5.1, 5.5.2 e 5.5.3 como passíveis de aprimoramento, a fim de reduzir as incertezas na análise dos resultados do ensaio de mini palheta utilizando o reômetro.

#### 5.5.1 IMPOSIÇÃO DE UM ÚNICO VALOR DE VELOCIDADE DE ROTAÇÃO PADRÃO PARA TODOS OS TIPOS DE MISTURA

A norma D 4648M-13 (ASTM, 2010) cita que a velocidade de rotação da palheta deve ser selecionada de modo que a amostra sofra ruptura em um intervalo de tempo de 2 a 3 minutos. Porém, a própria norma já estabelece um intervalo de velocidade de rotação a ser aplicado a partir do tipo de equipamento utilizado. No caso do dispositivo aqui utilizado, onde o torque é aplicado diretamente por uma mola, a velocidade de rotação da

palheta deve estar entre 60 e 90<sup>o</sup>/min. Aplicando esta faixa de velocidade de rotação nas amostras de caulim creme, a ruptura ocorre em poucos segundos. No ensaio feito de acordo com a norma, tentou-se determinar o valor de “*n*” para o qual a ruptura ocorreria no intervalo preconizado pela norma, mas não foi possível por se tratar de um valor muito reduzido e o controle da velocidade foi feito de modo manual.

Não há referências sobre o tempo de ruptura indicado ao utilizar o reômetro na configuração apresentada, entretanto pode-se supor que este intervalo de tempo deve ser menor que o citado pela D 4648M-13 (ASTM, 2010) devido às dimensões reduzidas do recipiente da amostra, o que facilita a dissipação de poropressões.

A maioria das misturas com proporção de caulim menor que 80% atingiu o pico da resistência em um tempo maior que 2 minutos. Em algumas amostras com 40% e 30% de caulim, este tempo foi maior que 5 minutos.

Sendo assim, o procedimento de estabelecer um valor de velocidade de rotação apropriado para amostras de caulim puro e aplicá-lo para todos os tipos de mistura mostrou ser ineficaz. Deve-se repetir o processo para determinar a velocidade de rotação apropriada para cada tipo de mistura e se possível estabelecer uma relação entre “*n*” e a fração de caulim.

### 5.5.2 AFERIÇÃO DOS ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS

As amostras submetidas ao ensaio de mini palheta possuem massa entre 70g e 90g. O cálculo dos índices físicos para amostras com pouca quantidade de massa, como é o caso deste ensaio, é muito sensível a pequenas variações e incertezas inerentes às medidas. Por exemplo, o erro associado a medida do índice de vazios nas amostras 80%<sub>caulim</sub> / 20%<sub>A-072</sub> é de +/- 0,005, que acarreta na possível variação de *M* em +/- 0,1.

De todos os índices físicos medidos, o que deve ser determinado com maior critério é o teor de umidade. O valor de *w* influencia não só no cálculo da densidade ou índice de vazios da amostra, mas também na determinação dos coeficientes de ajuste *a* e *b* por meio da relação “ $\log w - \log s_u/p_a$ ”. Neste caso o mais relevante não é o erro associado a medida, que é de +/- 0,2%, e sim o procedimento feito para determiná-la.

Para o cálculo da umidade de cada amostra foi retirada apenas uma medida de referência, obtida de uma amostragem com aproximadamente 10g. Por mais que a quantidade de

material utilizado na produção das amostras fosse pequena (cerca de 200g, somando as massas de caulim, esferas e água), é praticamente impossível garantir sua homogeneidade. Sendo assim, devia-se ter retirado pelos menos 3 amostragens para o cálculo da umidade e realizado mais de um ensaio para amostras com mesma composição e teor de umidade. Deste modo, os resultados seriam mais representativos e poderia ser avaliada as discrepâncias ou não homogeneidade das amostras. Como consequência, as relações “ $\log w - \log s_u/p_a$ ” obtidas teriam maior confiabilidade estatística.

### 5.5.3 PALHETA E RECIPIENTE UTILIZADOS NO REÔMETRO.

Como já foi dito, a grande desvantagem em utilizar o reômetro para a execução do ensaio de mini palheta é a incompatibilidade quanto às dimensões da palheta e do recipiente onde é inserida a amostra. Com os instrumentos utilizados, o processo de adensamento das amostras durante o ensaio é bem favorecido, especialmente nas misturas com elevada fração granular, e o atrito no contato da amostra com a face interna do recipiente deve interferir de modo relevante no valor da resistência cisalhante determinada.

Com relação ao recipiente da amostra, há possibilidade de utilizar outros de maior diâmetro, porém estes não podem ser inseridos no equipamento e deve ser adaptado algum mecanismo de fixação para que o recipiente não movimente durante a execução do ensaio. O espaçamento máximo entre a extremidade da palheta e a base onde é inserido o recipiente padrão do reômetro é um pouco maior que 70 mm, então não há possibilidade de introduzir amostras com altura suficiente para cumprir o descrito pela D 4648M-13 (ASTM, 2010) com relação à altura mínima da amostra de acordo com a altura da palheta. Pode-se verificar com o fabricante se há outro tipo de palheta com dimensões reduzidas para utilizar no equipamento.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A metodologia simples aplicada para determinar os parâmetros de estado crítico e expressá-los em função da percentagem dos materiais (caulim e esferas) e/ou como uma combinação dos parâmetros isolados dos materiais apresentou limitações com relação a estimativa do parâmetro  $M$ , principalmente devido aos erros relacionados à utilização do reômetro. Assim, não foi possível ajustar a metodologia. Além disso, faz-se necessária a realização de ensaios de compressibilidade e resistência no caulim puro e nas misturas analisadas, para a validação dos resultados estimados.

A quantidade de dados levantados para a análise da utilização do reômetro na execução do ensaio de mini palheta para solos foi insuficiente para desenvolver uma metodologia de ensaio com a utilização deste equipamento, de modo a garantir que os valores das variáveis obtidas sejam próximos aos característicos das amostras de caulim puro e demais misturas analisadas.

O valor da resistência ao cisalhamento não drenada do caulim dado pelo *software* vinculado ao reômetro é muito elevado quando comparado ao obtido pela metodologia da norma D 4648M-13 (ASTM, 2010). Assim, é preferível calcular a resistência ao cisalhamento não drenada por meio das dimensões da palheta ao invés de utilizar o valor dado no programa.

A aplicação do ensaio de penetração de cone para as misturas de caulim com esferas de vidro foi satisfatória até o ponto em que, visualmente, o comportamento mecânico era ditado pela fração coesiva. O fato de a água associar-se praticamente apenas com o componente coesivo da mistura e o caulim apresentar um pequeno intervalo de regime plástico limitou a aplicabilidade do ensaio a faixas curtas de teor de umidade para amostras com elevada percentagem de esferas de vidro.

O valor do índice de compressibilidade  $\lambda$  decresce de modo praticamente constante à medida que se aumenta o percentual de esferas na mistura, mostrando uma boa correlação, obtida por regressão linear, em função da percentagem de componentes. Esta tendência indica que a inserção das esferas no caulim influencia no comportamento mecânico da mistura mesmo estando imerso no meio do componente coesivo. A diferença entre  $\lambda$  obtido por meio do ensaio de penetração de cone e do ensaio de mini palheta foi em torno de 0,02.

A magnitude dos valores estimados para  $M$  por meio da metodologia aplicada não foi dentro da faixa esperada, sendo muito reduzida para as misturas. Provavelmente faz-se necessária a inserção de um fator de normalização nos cálculos relacionado a proporção de material fino presente na mistura, porém a pequena quantidade de dados disponíveis e as incertezas associadas a utilização do reômetro na execução do ensaio de mini palheta impossibilitaram a definição de tal fator.

Para a sequência deste trabalho e futuras pesquisas relacionadas ao tema, são feitas as seguintes sugestões:

- É recomendável fazer alguns ajustes no ensaio de mini palheta com o reômetro, no que refere à equipamentos e metodologia. Pode-se utilizar recipientes de maior diâmetro para inserir a amostra, porém é necessário adaptar algum mecanismo de fixação para que ele não movimente durante a execução do ensaio. Com relação a velocidade de rotação padrão, esta deve ser definida individualmente para cada tipo de mistura, de modo a evitar um processo de drenagem significativo nas amostras, algo que certamente ocorreu em alguns dos ensaios realizados. Além disso, uma maior repetição de ensaios é necessária para que os resultados sejam mais representativos.
- Utilizando o reômetro, pode-se medir diversas variáveis durante a execução do ensaio de mini palheta, como viscosidade e deformação cisalhante. Contudo, a análise realizada abordou apenas as variáveis “torque” e “resistência ao cisalhamento não drenada”. Por meio da análise da viscosidade das misturas, por exemplo, talvez seja possível observar a faixa de composição onde ocorre a mudança de comportamento coesivo para o não coesivo.
- A aferição dos índices físicos das amostras submetidas ao ensaio de mini palheta deve ser feita com maior rigor. Pelas amostras possuírem pouca quantidade de massa, entre 70g e 90g, pequenas variações e incertezas inerentes às medidas dos índices físicos ocasionam alterações significativas nos valores de  $\lambda$  e  $M$  estimados ao final.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTUHAFI, F., COOP, M. R., 2011. Changes to particle characteristics associated with the compression of sands. *Géotechnique* 61(6), 459–471.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM (1983). D 2487 - Unified Soil Classification System.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM (2010). D 4648M - Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained soil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1984). NBR 7181: Solo - Granulometria dos solos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1989). NBR 10905: Solo - Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1990). NBR 12004: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (1991). NBR 12051: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos - Método de ensaio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2016). NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2016). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade.

BS 1377-2. (1990). Methods of test for soils for civil engineering purposes – Part 2: classification tests. Br. Stand. Inst.

BUTTERFIELD, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on  $e\text{-log } p'$ ). *Géotechnique*, 29(4), 469–480.

CASTELHANO, A. F. (2019). Apresentação (ppt): “Caulinita Ilita”. <<https://slideplayer.com.br/slide/10340088/>>. Acessado em: abril de 2019.

CASTELLO, R.R. & POLIDO, U.F. (1994). Influência da fração arenosa em argilas no adensamento. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Foz do Iguaçu, 2, 491-498.

CHANDLER, R. J. (1988). The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies, 13-44.

CHO, G. C., DODDS, J., SANTAMARINA, J. C., 2006, Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness, and Strength: Natural and Crushed Sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.

COOP, M.R. (2015). Limitations of a Critical State framework applied to the behaviour of natural and “transitional” soils. In: Proceedings of 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Buenos Aires, pp. 115–155.

COOP, M. R. & ATKINSON, J. H. (1993). The mechanics of cemented carbonate sands. *Géotechnique* 43, No. 1, 53–67.

COOP, M.R., & LEE, I.K. (1993). The behaviour of granular soils at elevated stress. In Proceedings of Wroth Memorial Symposium – Predictive Soil Mechanics, Oxford, 1992. Edited by G.T. Houlsby and A.N. Schofield. Thomas Telford, London, pp. 101–112.

EUROPEAN STANDARD - EN 1997-2 (2007) (English). Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].

FARIAS, MÁRCIO & LLANO-SERNA, MARCELO (2016). Simple Methodology to Obtain Critical State Parameters of Remolded Clays Under Normally Consolidated Conditions Using the Fall-Cone Test. *Geotechnical Testing Journal*. 39. 20150207. 10.1520/GTJ20150207.

FERREIRA, P.M.V., BICA, A.V.D. (2006). Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behavior. *Géotechnique* 56 (7), 445–454.

GEORGIANNOU, V. N., BURLAND, J. B. & HIGHT, D. W. (1990). The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. *Géotechnique*, 40(n3), 431-449.

Gülen, Murat & Kılıç, Havvanur. (2019). Yoğrulmuş Killerde Dayanım ve Deformasyon Parametrelerinin Düşen Koni ve Veyn Deneyleeri ile Belirlenmesi\*. 10.18400/tekderg.483348.

HANSBO, S. (1957). A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. Royal Swedish Geotechnical Institute, 14, 7–47.

HASHIGUCHI, K. & UENO, M. (1977). Elastoplastic constitutive laws of soils. In Proc. 9<sup>th</sup> ICSMFE, Special Session 9. Tokyo, p. 73-82.

HAZELL, E. (2008). Numerical and experimental studies of shallow cone penetration in clay. University of Oxford.

HIGHT, D. W.; GEORGIANNOU, V. N.; MARTIN, P. L.; MUNDEGAR, A. K. (1998). Flow slides in micaceous sands. In: E. Yanagisawa, N. Moroto, and T. Mitachi (Eds.), Proc. Int. Symposium on Problematic Soils, Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 945–958.

HOLTZ, R. D., AND KOVACS, W. D., (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering: Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall, 733 p.

KHALILI, N., GEISER, F., & BLIGHT, G. E. (2004). Effective Stress in Unsaturated Soils: Review With New Evidence, Int. J. Geomech., Vol. 4, No. 2, pp. 115–126.

KARLSON, R. (1977). A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall cone test. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp. 171–184). Paris.

KAYABALI, K. & TUFENKCI, O. O. (2010). Shear Strength of Remolded Soils at Consistency Limits. Can. Geotech. J., Vol. 47, No. 3, pp. 259-266.

KOUMOTO, T., & HOULSBY, G. T. (2001). Theory and practice of the fall cone test. Géotechnique, 51(8), 701–712.

LADE, P.V., & YAMAMURO, J.A. (1996). Undrained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 122(2): 120–129.

LAMBE, T.W., & WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics. New York, John Wiley and Sons, 553 p.

- LLANO-SERNA, M. A. (2012). Aplicação do Método do Ponto Material (MPM) a problemas geotécnicos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-218/12, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 145 p.
- LUPINI, J. F., SKINNER, A. E. & VAUGHAN, P. R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils. *Géotechnique* 31, No. 2, 181-213.
- MARTINS, F. B., BRESSANI, L. A., COOP, M. R. & BICA, V. D. (2001). Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. *Can. Geotech. J.* 38, No. 6, 1177–1186.
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. 3<sup>o</sup> Edition. Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. 560 p.
- MRÓZ, Z. (1967). On the description of anisotropic workhardening. *Journal of Mechanics and Physics of Solids*, 15:163.
- MORRIS, P. & WILLIAMS, D. (1993). A new model of vane shear strength testing in soils. *Geotechnique*, 43(3), 489-500.
- MORRIS, P. & WILLIAMS, D. (2000). A revision of Blight's model of field vane testing. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1089-1098.
- NUTH, M. AND LALOU, L. (2008). Effective Stress Concept in Unsaturated Soils: Clarification and Validation of a Unified Framework, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.*, Vol. 32, No. 7, pp. 771–801.
- O'KELLY, B. C., 2013, "Atterberg Limits and Remolded Shear Strength—Water Content Relationships," *Geotech. Test. J.*, Vol. 36, No. 6, pp. 1–6.
- PESTANA, J.M., & WHITTLE, A.J. (1995). Compression model for cohesionless soils. *Géotechnique*, 45(4): 611–631.
- PITMAN, T.D., ROBERTSON, P.K. & SEGO, D.C. (1994). Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands. *Can. Geotech. J.* 31, 728-739.
- POLITO, C. P.; MARTIN II, J. R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 5, pp. 408– 415.
- QUINN, T. A. C. & BROWN, M. J. (2011). Effect of strain rate on isotropically consolidated kaolin over a wide range of strain rates in the triaxial apparatus. In *Proc. of*

the 5th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Chung, Kim, Lee, Jung, & Kim (Eds.), 607-613.

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A., & WROTH, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8:22-53.

ROSSATO, G., NINIS, N., & JARDINE, R. (1992). Properties of Some Kaolin-Based Model Clay Soils, *Geotech. Test. J.*, Vol. 15, No. 2, pp. 166–179.

SANTAMARINA, J. C., & AND DÍAZ-RODRÍGUEZ, J. A. (2003). Friction in Soils: Micro and Macroscale Observations. Georgia Institute of Technology and Universidad Nacional Autónoma de México.

SCHOFIELD, A. & WROTH, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill, 218 p.

SHIPTON, B., COOP, M. R. (2012). On the compression behavior of reconstituted soils. *Soils Found.* 52(4), 668–681.

SHIPTON, B., COOP, M. R. (2015). “Transitional behaviour in sands with plastic and non-plastic fines.” *Soils Found*, 55(1), 1–16.

SKEMPTON, A.W. (1985). Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Géotechnique* 35 (1), 3–18.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

THEVANAYAGAM, S.; MARTIN, G. R. (2002). Liquefaction in silty soils—screening and remediation issues, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 1035–1042.

THEVANAYAGAM, S., MOHAN, S. (2000). Intergranular state variables and stressstrain behaviour of silty sands. *Geotechnique* 50 (1), 1–23.

TODISCO, M. C., COOP, M. R. & PEREIRA, J. M. (2018). Fabric characterisation in transitional soils. *Granular Matter* (2018) 20:20.

VENEMAN, P. L. & EDIL, T. B. (1988). Micromorphological aspects of the vane shear test Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies: ASTM International.

WILSON, L. J., KOURETZIS, G. P., PINEDA, J. A. & KELLY, R. B. (2016). On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays. *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5*, Australian Geomechanics Society, Sidney, Australia.

WOOD, D. M., & WROTH, C. P. (1978). The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils. *Ground Engineering*, 11(3), 37.

YOU, T.L. (1973). Factors controlling maximum and minimum densities of sands, *Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*, ASTM STP 523, pp.98-112.

ZULUAGA, R.A.G. (2016). *Relação entre características microestruturais e o comportamento macroscópico de solos granulares*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-190/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150 p.