



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Lisyanne de Vasconcelos Freire

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE AREIA E FINOS DE UM
SEDIMENTO PÓS-BARREIRAS DA CIDADE DE NATAL – RN**

Natal
2019

Lisyanne de Vasconcelos Freire

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE AREIA E FINOS DE UM
SEDIMENTO PÓS-BARREIRAS DA CIDADE DE NATAL – RN**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior
Coorientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

**Natal
2019**

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Freire, Lisyanne de Vasconcelos.

Comportamento mecânico de misturas de areia e finos de um sedimento pós-barreiras da cidade de Natal/RN / Lisyanne de Vasconcelos Freire. - 2019.

113 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, RN, 2019.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior.

Coorientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.

1. Resistência ao cisalhamento - Dissertação. 2. Compressibilidade - Dissertação. 3. Misturas de solo - Dissertação. 4. Compressão intrínseca - Dissertação. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Freitas Neto, Osvaldo de. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 621.924.9.023

LISYANNE DE VASCONCELOS FREIRE

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE AREIA E FINOS DE UM
SEDIMENTO PÓS-BARREIRAS DA CIDADE DE NATAL – RN**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior – Orientador

Prof^a. Dr^a. Maria del Pilar Durante Ingunza – Examinador Interno

Prof. Dr. José Moura Soares – Examinador Externo (UFPE)

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra – Examinador Externo (UEPB)

Natal, 24 de maio de 2019

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE AREIA E FINOS DE UM SEDIMENTO PÓS-BARREIRAS DA CIDADE DE NATAL – RN

Lisyanne de Vasconcelos Freire

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Coorientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

RESUMO

Em grande parte dos problemas de engenharia, o solo é composto por diferentes proporções de partículas grossas e finas, cujo comportamento mecânico é diferente daquele observado para uma areia ou argila pura. A presente pesquisa tem como objetivo determinar a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento de misturas de areia e finos provenientes de um sedimento do Pós-Barreiras coletado na cidade de Natal, no estado do Rio Grande do Norte. As misturas foram preparadas nas proporções de 0, 30, 50, 75 e 100% de finos. A caracterização mecânica foi realizada a partir de ensaios de compressão edométrica e cisalhamento direto. Observou-se que os parâmetros de compressibilidade variam conforme o teor de finos e depende da tensão aplicada e da condição inicial de moldagem. O teor de finos de transição determinado a partir de ensaios edométricos variou numa faixa entre 10% e 30%. Foi possível determinar uma única linha de compressão intrínseca (*Intrinsic Compression Line - ICL*) para os materiais estudados. Os ensaios de cisalhamento direto resultaram em ângulos de atrito variando entre 30° e 38°. A adição de 30% de finos aumentou a resistência ao cisalhamento, quando comparada com a resistência da areia com índice de vazios máximo. Para teores mais elevados, o valor da tensão cisalhante máxima diminui até um valor próximo ao apresentado pela matriz de finos.

Palavras-Chave: Resistência ao cisalhamento; Compressibilidade; Misturas de solo; Compressão intrínseca.

MECHANICAL BEHAVIOR OF SAND AND FINES MIXTURES OF A POST-BARREIRAS SEDIMENT FROM NATAL – RN

Lisyanne de Vasconcelos Freire

Advisor: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Co-advisor: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

ABSTRACT

In most engineering problems, soil is composed of different proportions of coarse and fine particles whose mechanical behavior is different from that observed for pure sand or clay. This study aims to determine both compressibility and strength of mixtures composed by sand and fines from a Post-Barreiras sediment collected in Natal, Rio Grande do Norte State. Sand-fines mixtures with varying fines contents of 0, 30, 50, 75 and 100% were prepared. The mechanical characterization was performed by means of edometric compression and direct shear tests. It was observed that the compressibility parameters vary with fines content and depend on the applied stress and sample initial conditions. The transition fines content determined by edometric tests varies between 10% and 30%. It was possible to determine a single Intrinsic Compression Line (ICL) for the materials studied. Direct shear tests resulted in friction angles ranging from 30° to 38°. The addition of 30% of fines increased the shear strength when compared to the strength of the sand in the loosest state. For higher fine contents, the value of the maximum shear stress decreases to a value close to that presented by the fines matrix.

Keywords: Shear strength; Compressibility; Soil mixtures; Intrinsic Compression.

Tudo posso naquele que me fortalece.

Filipenses 4,13

À Deus e a minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, primeiramente, minha fortaleza em todos os momentos.

Aos meus pais, Joana e Ricardo, por todo apoio, compreensão, amor e paciência. Vocês que nunca mediram esforços para me ajudar a alcançar meus objetivos e sempre me mostraram a importância da educação. Essa conquista é nossa.

Ao meu namorado, Hudson, que com seu amor, paciência e otimismo me apoiou em todos os momentos.

Ao meu orientador, Professor Olavo, que me acompanhou desde o início da graduação. Obrigada pela paciência, apoio e disponibilidade de sempre.

Ao meu coorientador, Professor Osvaldo, pelo apoio e ensinamentos compartilhados durante o mestrado.

Aos técnicos do laboratório de mecânica dos solos, Anderson e Batista, pelo auxílio nos ensaios de laboratório sempre de forma muito prestativa e paciente.

Aos amigos que fiz durante a pesquisa e àqueles com os quais os laços de amizade foram fortalecidos: Bárbara, Kaio, Gustavo, Letícia, Paulo, Gracianne e Jakeline. Agradeço pela ajuda na realização dos ensaios e por tornarem o dia a dia mais leve.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Distribuição dos estratos cenozóicos na margem continental do Brasil com suas respectivas altitudes.	5
Figura 2.2 - Estratigrafia do litoral equatorial e oriental do Brasil e sua correlação com o nível do mar.....	7
Figura 2.3 - Bacias sedimentares do litoral oriental do Brasil e localização da área de estudo.....	8
Figura 2.4 - Perfis observados ao longo da costa oriental. a) e b) Perfis observados no norte da Bacia Paraíba (Figura 2.3); c) e d) Perfis observados na Bacia Camamu-Almada (Figura 2.3).....	8
Figura 2.5 - Localização das jazidas estudadas por Chaves (1979) e Cunha (1992). 9	
Figura 2.6 – Variação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 para a jazida de São José de Mipibu.....	13
Figura 2.7 – Variação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 para a jazida de Canguaretama.....	14
Figura 2.8 - Variação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 para a jazida de Pipa.	15
Figura 2.9 - Curva Granulométrica dos solos das jazidas de Canguaretama, São José de Mipibu e Pipa (Cunha, 1992).....	16
Figura 2.10 - Carta de plasticidade de solos da Formação Barreiras no estado do Rio Grande do Norte.....	17
Figura 2.11 - Atividade das frações argilosas de solos da Formação Barreiras no Rio Grande do Norte.....	18
Figura 2.12 – Localização dos pontos de coleta.	19
Figura 2.13 - Curvas granulométricas.	21
Figura 2.14 - Carta de plasticidade.	22
Figura 2.15 - Atividade das frações argilosas.	22
Figura 2.16 - Difratoograma da fração areia.	25
Figura 2.17 - Difratoograma da fração argila.	25
Figura 2.18 - Microfotografia de MEV a) e b) areia ($0,075 \text{ mm} \leq \phi \leq 2,00 \text{ mm}$) e c) e d) silte e argila ($\phi \leq 0,075 \text{ mm}$).....	26
Figura 2.19 - Difratoograma da Amostra PB-P.	27
Figura 2.20 - Difratoograma da Amostra PB-SJM1.....	27

Figura 2.21 - Difratograma da Amostra PB-SJM2.....	28
Figura 2.22 - Difratograma da Amostra PB-G.....	28
Figura 3.1 – Relação entre parâmetros de compressibilidade e índice de plasticidade.	31
Figura 3.2 - Correlação entre o índice de compressão e o limite de liquidez.	32
Figura 3.3 - Variação do índice de compressão com o teor de areia.....	33
Figura 3.4 - Imagens de MEV das amostras a) S20 e b) S40 após ensaio edométrico.	33
Figura 3.5 - Microestruturas de misturas de solo.	34
Figura 3.6 - Diagrama de fases.....	35
Figura 3.7 – Variação do e_s a) com o teor de finos para diferentes tensões e b) com a tensão edométrica para diferentes teores de finos.	37
Figura 3.8 - Variação dos índices de compressão com o teor de finos.	38
Figura 3.9 - Variação do e_s com a) o teor de finos e b) com a tensão vertical.....	39
Figura 3.10 - Variação dos parâmetros de compressibilidade com o teor de finos. .	40
Figura 3.11 – Variação do a) c_v b) C_c , e c) a_v com o teor de finos.	40
Figura 3.12 - Relação entre o índice de compressão e a porcentagem de areia.	42
Figura 3.13 - Variação do C_c com o teor de partículas grossas e esquema da microestrutura.	43
Figura 3.14 - Curvas de compressão intrínseca normalizadas resultando na ICL determinada por Burland (1990).	45
Figura 3.15 - Índice de vazios intrínseco versus tensão vertical efetiva para a) argilas naturais e b) argilas puras.....	46
Figura 3.16 – Índice de vazios intrínseco versus tensão vertical efetiva para as misturas de quartzo, montmorilonita, caulinita e ilita.....	48
Figura 3.17 – Índice de vazios intrínseco versus tensão vertical efetiva para argilas puras.	48
Figura 3.18 - Diagrama esquemático para determinação de e_{c100} e C_{cc}	49
Figura 3.19 - Índice de vazios intrínseco modificado versus tensão vertical efetiva para misturas de areia e argila.	50
Figura 3.20 – Fluxograma da etapa de caracterização dos materiais.	51
Figura 3.21 - Fluxograma para estudo da compressibilidade.	51
Figura 3.22 - Frações de finos e areia separadas.....	53
Figura 3.23 - Curvas granulométricas.	54

Figura 3.24 - Carta de Plasticidade.....	55
Figura 3.25 - a) Materiais para a moldagem e célula de compressão edométrica; b) Prensa para ensaio de compressão edométrica.....	56
Figura 3.26 - Corpo de prova do material M0.	57
Figura 3.27 - Variação do índice de vazios com a tensão vertical para a condição 01.	59
Figura 3.28 - Deformação vertical específica versus tensão vertical para as amostras moldadas na condição 01.	59
Figura 3.29 - Variação do índice de vazios com o teor de finos para a condição 01.	60
Figura 3.30 - Variação do índice de vazios com a tensão vertical para a condição 02.	60
Figura 3.31 - Deformação vertical específica versus tensão vertical para as amostras moldadas na condição 02.	61
Figura 3.32 - Variação do índice de vazios com o teor de finos para a condição 02.	61
Figura 3.33 - Variação do índice de compressão com o teor de finos para a condição 01.	63
Figura 3.34 - Variação do índice de compressão com o teor de finos para a condição 02.	64
Figura 3.35 - Variação do índice de recompressão com o teor de finos para a condição 01.	65
Figura 3.36 - Variação do índice de recompressão com o teor de finos para a condição 02.	65
Figura 3.37 - Variação do coeficiente de compressibilidade com o teor de finos para a condição 01.	66
Figura 3.38 - Variação do coeficiente de compressibilidade com o teor de finos para a condição 02.	67
Figura 3.39 - Variação do coeficiente de variação volumétrica com o teor de finos para a condição 01.	68
Figura 3.40 - Variação do coeficiente de variação volumétrica com o teor de finos para a condição 02.	69
Figura 3.41 – Variação do módulo de compressão edométrica com o teor de finos para a condição 01.	70
Figura 3.42 - Variação do módulo de compressão edométrica com o teor de finos para a condição 02.	71

Figura 3.43 - Variação do coeficiente de adensamento com o teor de finos para a condição 01.....	72
Figura 3.44 - Variação do e_s com o teor de finos sob diferentes tensões para a condição 01.....	73
Figura 3.45 - Variação do e_s com o teor de finos sob diferentes tensões para a condição 02.....	74
Figura 3.46 - Variação do e_s com a tensão vertical.....	75
Figura 3.47 - Variação do C_c e C_{c-s} com o teor de finos para a condição 01.	76
Figura 3.48 - Variação do C_c e C_{c-s} com o teor de finos para a condição 02.	77
Figura 3.49 - Índice de vazios, I_v , versus tensão vertical efetiva dos materiais M30, M50, M75 e M100.	78
Figura 4.1 - Diagrama da variação teórica do índice de vazios com o teor de finos.	81
Figura 4.2 - Variação da porosidade de misturas de areia e argila.....	82
Figura 4.3 - Resistência ao cisalhamento de pico de misturas de areia e caulinita considerando a variação da tensão normal.	83
Figura 4.4 - Resistência ao cisalhamento de pico de misturas considerando a variação da tensão normal.....	84
Figura 4.5 - Variação do índice de vazios com o teor de finos e fotomicrografias das misturas com os teores de argila a) 15%, b) 20% e c) 25%.	85
Figura 4.6 - Envoltórias de resistência obtidas a partir de cisalhamento direto para teores de finos a) 0-10% e b)10-30%.....	86
Figura 4.7 - Variação da resistência ao cisalhamento com o teor de finos.....	87
Figura 4.8 - Variação da resistência ao cisalhamento com o teor de finos em função da tensão normal.....	88
Figura 4.9 - Fluxograma para estudo da resistência ao cisalhamento.....	88
Figura 4.10 - a) Material utilizado na moldagem dos corpos de prova e caixa de cisalhamento direto; b) Máquina de cisalhamento direto.....	90
Figura 4.11 - Corpo de prova do material M30 na caixa de cisalhamento.....	91
Figura 4.12 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M0 com índice de vazios máximo.	93
Figura 4.13 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M0 com índice de vazios mínimo.	94

Figura 4.14 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M30.	95
Figura 4.15 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M50.	96
Figura 4.16 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M75.	97
Figura 4.17 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M100.	98
Figura 4.18 - Tensão cisalhante máxima das misturas em função do teor de finos e da tensão normal.....	100
Figura 4.19 - Envoltórias de resistência.	100
Figura 4.20 - Variação do ângulo de atrito em relação ao teor de finos.	101
Figura 4.21 - Variação da porosidade com o teor de finos.	101
Figura 4.22 – Teores de finos de transição para as tensões de 50, 100, 200, 300 e 400 kPa.	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Frações e subfrações dos solos estudados e ensaios realizados por Chaves (1979).....	10
Tabela 2.2 - Dados da caracterização dos solos das jazidas de Canguaretama, São José de Mipibu e Pipa.	16
Tabela 2.3 - Porcentagens granulométrica.	21
Tabela 2.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.....	23
Tabela 3.1 - Resumo do programa experimental.....	52
Tabela 3.2 - Frações granulométricas dos materiais.	54
Tabela 3.3 - Caracterização dos materiais.....	55
Tabela 3.4 - Condições de moldagem das amostras para o ensaio edométrico.	56
Tabela 3.5 - Índice de compressão para a condição 01.	63
Tabela 3.6 - Índice de compressão para a condição 02.	64
Tabela 3.7 - Índice de recompressão para a condição 01.	64
Tabela 3.8 - Índice de recompressão para a condição 02.	65
Tabela 3.9 - Coeficiente de compressibilidade para a condição 01.....	66
Tabela 3.10 - Coeficiente de compressibilidade para a condição 02.....	67
Tabela 3.11 - Coeficiente de variação volumétrica para a condição 01.....	68
Tabela 3.12 - Coeficiente de variação volumétrica para a condição 02.....	69
Tabela 3.13 - Módulo de compressão edométrica para a condição 01.	70
Tabela 3.14 - Módulo de compressão edométrica para a condição 02.	71
Tabela 3.15 - Coeficiente de adensamento para a condição 01.....	72
Tabela 3.16 - Teor de finos de transição para as condições 01 e 02.	74
Tabela 4.1 - Dados da moldagem dos corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto.	89

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Resultado dos ensaios de FRX das jazidas de São José de Mipibu, Pipa e Canguaretama.....	11
Quadro 2.2 - Resumo dos resultados de DRX das jazidas de São José de Mipibu, Pipa e Canguaretama apresentados por Chaves (1979).	12
Quadro 2.3 - Resultados dos ensaios de FRX dos sedimentos Pós-Barreiras.....	23
Quadro 2.4 - Resumo dos resultados de DRX dos sedimentos Pós-Barreiras.....	24

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

A – Areia
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
AF – Areia Fina
AG – Areia Grossa
ASTM – *American Society for Testing and Materials*
CC – Teor de argila (*clay content*)
CL – Argila de baixa compressibilidade
CTGAS-ER - Centro de Tecnologias do Gás e Energias Renováveis
DRX – Difração de Raios-X
FC – Teor de finos (*fines content*)
FC_t – Teor de finos de transição (*transition fines content*)
FC_{th} – Teor de finos de transição (*threshold fines content*)
FRX – Fluorescência de Raios-X
GC – Pedregulho argiloso
ICL – Linha de Compressão Intrínseca (Intrinsic Compression Line)
IP – Índice de Plasticidade
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
MEV – Microscópio Eletrônico de Varredura
ML – Silte de baixa compressibilidade
NBR – Norma Brasileira
PF – Pedregulho Fino
PG – Pedregulho Grosso
S – Silte
SC – Areia argilosa
SM – Areia siltosa
SM-SC – Areia argilo-siltosa
SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

K_r	– Relação sílica/sesquióxido
C_c	– Índice de compressão
C_r	– Índice de recompressão
C_α	– Índice de compressão secundária
e	– Índice de vazios
n	– Porosidade
w	– Teor de umidade
S	– Grau de Saturação
γ	– Peso específico
e_s	– Índice de vazios intergranular (<i>intergranular void ratio</i>)
e_f	– Índice de vazios interfino (<i>interfine void ratio</i>)
G_f	– Massa específica dos finos;
G_s	– Massa específica das partículas grossas;
G	– Massa específica da mistura.
C_{c-s}	– Índice de compressão granular
c_v	– Coeficiente de adensamento
a_v	– Coeficiente de compressibilidade
C_c^*	– Índice de compressão intrínseca
e_{100}^*	– Índice de vazios intrínseco para tensão de 100 kPa
e_{1000}^*	– Índice de vazios intrínseco para tensão de 1000 kPa
I_v	– Índice de vazios intrínseco
I_{vc}	– Índice de vazios intrínseco modificado
e_c	– Índice de vazios da argila
ρ_{dc}	– Massa específica seca da argila
w_c	– Porcentagem de argila
ρ_m	– Massa específica da mistura
G_{ss}	– Massa específica dos sólidos da areia
ρ_w	– Massa específica da água
w_m	– Teor de umidade da mistura
G_{sc}	– Massa específica dos sólidos da argila

e_{c100} – Índice de vazios da argila para tensão vertical igual a 100 kPa;

C_{cc} – Índice de compressão modificado

ρ_s – Massa específica dos sólidos

D_{50} – Diâmetro pelo qual passam cinquenta por cento das partículas do solo

D_{10} – Diâmetro pelo qual passam dez por cento das partículas do solo

CC – Coeficiente de curvatura

CNU – Coeficiente de não uniformidade

ε_v – Deformação vertical específica

m_v – Coeficiente de variação volumétrica

D – Módulo de compressão edométrica

t_f – Tempo estimado de ruptura

t_{50} – Tempo necessário para que o corpo de prova alcance 50% de adensamento sob o máximo incremento de tensão

R_d – Velocidade de cisalhamento

d_f – Deslocamento lateral relativo estimado na ruptura

τ – Tensão cisalhante

SUMÁRIO

Capítulo 1	1
Introdução	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivos da pesquisa	2
1.2.1 Objetivo geral	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Organização do trabalho	3
Capítulo 2	4
Caracterização Química, Mineralógica e Geotécnica de Sedimentos da Formação Barreiras e de Sedimentos Pós-Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte	4
2.1 Introdução	4
2.2 Revisão da Literatura	5
2.2.1 A Formação Barreiras e o Pós-Barreiras	5
2.2.1.1 Aspectos regionais	7
2.2.1.1.1 Propriedades químicas, mineralógicas e geotécnicas de sedimentos da Formação Barreiras	9
a) Jazida de São José de Mipibu	12
b) Jazida de Canguaretama	13
c) Jazida de Pipa	14
2.3 Materiais e Métodos	18
2.4 Resultados e discussões	20
2.4.1 Caracterização geotécnica	20
2.4.2 Caracterização química e mineralógica	23
2.4.2.1 Caracterização química e mineralógica da amostra PB-N	24
2.4.2.2 Caracterização química e mineralógica das amostras PB-P, PB-SJM1, PB-SJM2 e PB-G	26
2.5 Considerações finais	28
Capítulo 3	30
Compressibilidade de Misturas de Areia e Finos	30
3.1 Introdução	30

3.2 Revisão da Literatura	31
3.2.1 Compressão intrínseca.....	44
3.3 Programa experimental, materiais e métodos	50
3.3.1 Preparação das amostras e ensaios de caracterização.....	52
3.3.2 Ensaio de Compressão Edométrica	55
3.4 Resultados e discussões	58
3.4.1 Parâmetros de compressibilidade	62
3.4.2 Determinação do teor de finos de transição (FC_t).....	73
3.4.3 Compressão intrínseca.....	77
3.5 Considerações Finais.....	78
Capítulo 4	80
Resistência ao Cisalhamento de Misturas de Areia e Finos	80
4.1 Introdução	80
4.2 Revisão da Literatura	80
4.2.1 Teor de finos de transição (FC_t)	86
4.3 Materiais e Métodos.....	88
4.3.1 Ensaio de cisalhamento direto	89
4.4 Resultados e Discussões.....	92
4.4.1 Análise da influência do teor finos a partir da porosidade mínima	101
4.4.2 Análise da influência do teor finos a partir do teor de finos de transição (FC_t).....	102
4.5 Considerações Finais.....	103
Capítulo 5	105
Conclusões	105
REFERÊNCIAS	107

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

Tradicionalmente o comportamento mecânico dos solos é abordado de forma simplificada, fazendo apenas a distinção entre areia e argila, dois extremos de comportamento. Entretanto, grande parte dos solos consiste em uma mistura de materiais com diferentes tamanhos e formas, seja devido ao próprio processo de formação ou ainda por estabilização granulométrica para melhoramento do solo.

A adição de partículas finas em uma matriz granular, em algum momento, afeta sua compressibilidade e resistência ao cisalhamento. A variação dos parâmetros de compressibilidade devido a adição de finos tem sido estudada, com ênfase no índice de compressão. A tendência é que esse índice aumente com o aumento do teor de finos, mas a relação não é sempre linear e diferentes comportamentos podem ser observados a depender dos materiais que compõem as misturas.

Estudos anteriores, como Thevanayagam *et al.* (2002), Monkul & Ozden (2007), Watabe *et al.* (2011), Cabalar (2011), indicam que há um teor de finos a partir do qual o comportamento mecânico do solo deixa de ser governado pela fração grossa e passa a ser governado pela fração fina. Esse teor de finos pode ser determinado a partir de ensaios de compressão edométrica e correlacionados com ensaios de cisalhamento direto para verificar a influência dos finos na resistência ao cisalhamento, como proposto por Monkul & Ozden (2007) e Cabalar (2011).

Outra questão abordada quando se refere a misturas de solo é a aplicabilidade, para esses materiais, dos conceitos de compressão intrínseca estabelecidos por Burland (1990) para argilas. Ainda não se chegou a uma conclusão em relação a existência de uma única linha de compressão intrínseca (ICL) e se essa é coincidente com a ICL proposta por Burland (1990).

A resistência ao cisalhamento, assim como a compressibilidade, é influenciada pela presença de finos. Pesquisas anteriores, utilizando ensaios de cisalhamento direto, mostraram que existe um teor de finos que define o início de uma zona de

transição entre o comportamento controlado pela matriz de grossos e o controlado pela matriz de finos. Esse teor de finos pode estar associado a um valor de porosidade mínima da mistura, determinado teoricamente (Vallejo & Mawby, 2000; Vallejo, 2001), ou ao teor de finos de transição determinado a partir de ensaios de compressão edométrica (Monkul & Ozden, 2007; Cabalar, 2011). As formas de análise se baseiam em conceitos diferentes e proveem resultados diferentes.

A partir do que foi exposto, percebe-se que questões como a variação dos parâmetros de compressibilidade, o teor de finos de transição e a compressão intrínseca, carecem de mais estudos. Além disso, a diversidade de configurações e interações possíveis entre as partículas de uma mistura dificultam a definição de um comportamento único, não sendo possível extrapolar conclusões quando se trata de materiais diferentes.

1.2 Objetivos da pesquisa

1.2.1 Objetivo geral

Determinar a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento de misturas de areia e finos, provenientes de um sedimento Pós-Barreiras da cidade de Natal/RN, a partir de ensaios de compressão edométrica e cisalhamento direto. Com isso, o estudo visa contribuir para a compreensão do comportamento de misturas de solo. Secundariamente, realizar a caracterização química, mineralógica e geotécnica de cinco sedimentos Pós-Barreiras.

1.2.2 Objetivos específicos

Esse trabalho teve como objetivos específicos:

- 1) Realizar a caracterização química, mineralógica e geotécnica de cinco sedimentos pertencentes ao Pós-Barreiras;
- 2) Determinar os parâmetros de compressibilidade das misturas e como eles variam com a adição de finos e com a tensão vertical efetiva;
- 3) Determinar o teor de finos de transição e o índice de compressão granular, conforme Monkul & Ozden (2007);
- 4) Obter os parâmetros de compressão intrínseca e verificar a aplicabilidade da ICL de Burland (1990) para as misturas;
- 5) Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento;

- 6) Determinar a porosidade mínima teórica e o teor de finos de transição e verificar correspondência com a resistência ao cisalhamento dos materiais.

1.3 Organização do trabalho

A presente dissertação é formada por capítulos independentes compostos por introdução, revisão da literatura, materiais e métodos, resultados e discussões e conclusões.

O Capítulo 2 do presente trabalho aborda uma revisão da literatura sobre a Formação Barreiras e os sedimentos Pós-Barreiras. Além disso, apresenta a caracterização química, mineralógica e geotécnica de sedimentos Pós-Barreiras, coletados em cinco pontos no litoral sul do Rio Grande do Norte.

O Capítulo 3 trata da compressibilidade de misturas de solo. Esse capítulo expõe uma revisão da literatura sobre a compressibilidade de misturas, seguida da metodologia para realização dos ensaios de compressão edométrica, e posterior apresentação e análise dos resultados.

O Capítulo 4, por sua vez, aborda a resistência ao cisalhamento das misturas. O capítulo inicia com uma revisão pertinente ao tema em questão. Posteriormente, é apresentada a metodologia utilizada nos ensaios de cisalhamento direto. Por último, estão os resultados e discussões.

O Capítulo 5 apresenta, resumidamente, as conclusões dos capítulos anteriores, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Caracterização Química, Mineralógica e Geotécnica de Sedimentos da Formação Barreiras e de Sedimentos Pós-Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte

2.1 Introdução

Ao longo da costa brasileira são encontrados depósitos sedimentares da Formação Barreiras, se estendendo desde o Amapá até o Rio de Janeiro. A idade, a origem e até mesmo a nomenclatura (formação ou grupo) ainda são discutidas na literatura.

Rossetti *et al.* (2013) descrevem que a deposição dessa formação teve início no Mioceno médio, seguido por um período de regressão do mar e formação de um horizonte laterítico, no seu topo. Sobre essa camada teria ocorrido a deposição de sedimentos Pós-Barreiras.

No litoral do Rio Grande do Norte observa-se a presença de depósitos da Formação Barreiras. É possível encontrar na literatura pesquisas focadas nos aspectos geológicos (Chaves, 1979; Barreto *et al.*, 2004; Araújo *et al.*, 2006; Rossetti *et al.*, 2013) ou geotécnicos (Cunha, 1992; Santos Jr. *et al.*, 2015; Lucena (2015); Souza, 2016; Barbosa, 2017; Taquez, 2017). No entanto, considera-se importante o conhecimento concomitante das propriedades químicas, mineralógicas e geotécnicas desses sedimentos. Além disso, até o momento não foi feita uma distinção entre sedimentos da Formação Barreiras e dos sedimentos Pós-Barreiras no que tange a caracterização desses materiais.

O presente capítulo tem como objetivo fazer uma revisão da literatura acerca da Formação Barreiras, abordando sua origem e formação; analisar de forma detalhada dois importantes trabalhos da literatura que caracterizam química, mineralógica e mecanicamente três sedimentos da Formação Barreiras do estado do Rio Grande do Norte; e, por último, realizar a caracterização química, mineralógica e geotécnica de cinco sedimentos do Pós-Barreiras coletados ao longo de um trecho de 70 km no litoral sul do estado. Dentre os sedimentos analisados, o coletado na cidade

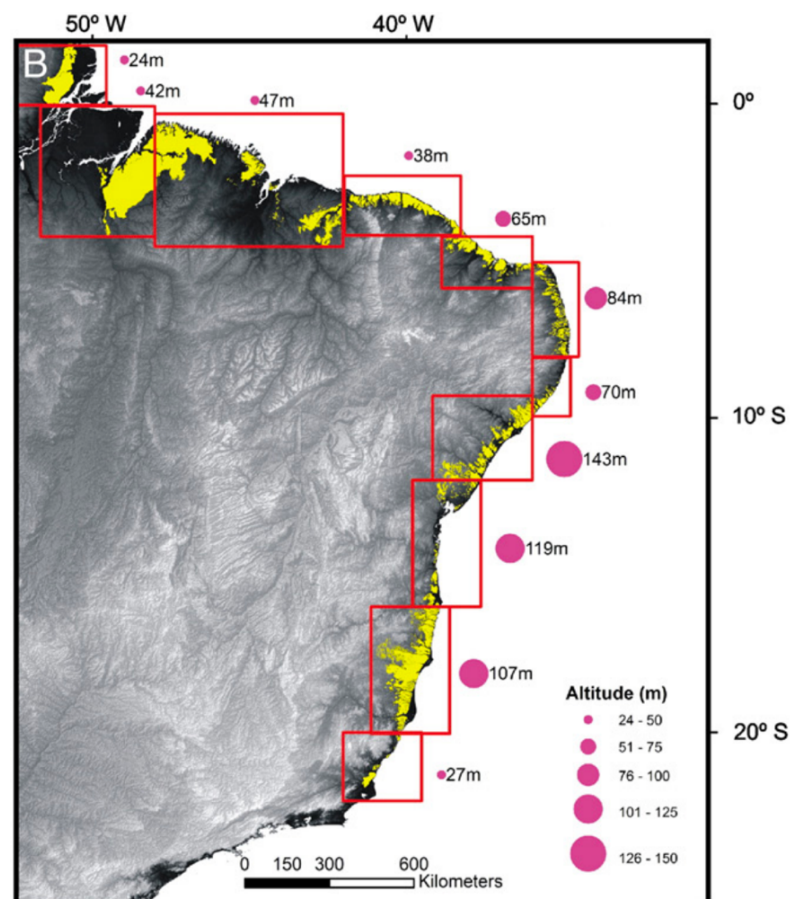
de Natal será utilizado como material para a pesquisa desenvolvida nos Capítulos 3 e 4.

2.2 Revisão da Literatura

2.2.1 A Formação Barreiras e o Pós-Barreiras

Ao longo do litoral oriental e equatorial brasileiro encontram-se depósitos sedimentares que datam do período entre o Oligo-Mioceno e o Mioceno da era Cenozóica (Figura 2.1), e se estendem por mais de 5000 km de costa. Esses depósitos se encontram sobre bacias sedimentares que tiveram origem durante a separação entre o continente africano e a América do Sul (Rossetti *et al.*, 2013), e sobre eles encontra-se a maior parte do Quaternário costeiro do Brasil (Bezerra *et al.*, 2006).

Figura 2.1 - Distribuição dos estratos cenozóicos na margem continental do Brasil com suas respectivas altitudes.



Fonte: Rossetti *et al.* (2013)

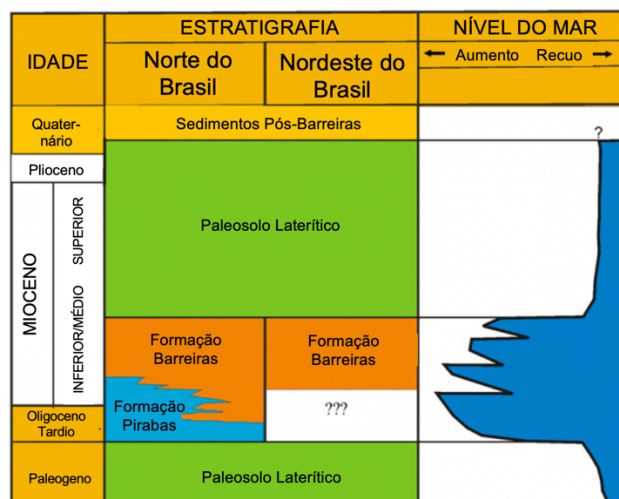
A Figura 2.1 apresenta os depósitos cenozoicos na margem continental brasileira. Os depósitos sedimentares identificados em amarelo que se estendem da latitude 2° N na costa equatorial até a latitude 22° S na costa oriental pertencem a Formação Barreiras.

Sobre a Formação Barreiras ainda não há um consenso em relação a idade, a origem e até mesmo a nomenclatura adequada. Arai (2006), por exemplo, considera mais adequado a denominação Grupo à Formação, uma vez que sequências com diferentes características litoestratigráficas têm sido identificadas. No entanto, trabalhos mais recentes da literatura, como Rossetti & Góes (2009), Balsamo *et al.* (2010), Balsamo *et al.* (2013), Rossetti *et al.* (2013) e Andrades-Filho *et al.* (2014), têm se referido ao Barreiras como Formação. Dessa forma, essa será a terminologia adotada no presente trabalho.

A idade e origem, por sua vez, resultam em hipóteses controversas devido ao fato dessa formação ser primordialmente não fossilífera. Arai (2006) sugere que a parte inferior do Barreiras teve origem no Mioceno inferior a médio. Rossetti *et al.* (2013), por outro lado, sugerem que a deposição da Formação Barreiras teve início no Mioceno médio, quando ocorreu aumento do nível do mar. A parte mais alta da formação teria se formado no último episódio de transgressão e regressão do mar durante o mesmo período. O processo de sedimentação do Mioceno teria terminado quando o nível do mar baixou. Nesse momento, teria tido início a formação de um horizonte de solo laterítico no topo da Formação Barreiras, que teria durado até o Quaternário. Durante esse período, a maior parte da costa brasileira teria permanecido sem deposição de sedimentos, exposta a erosão subaérea (vento e chuva) e ao desenvolvimento dessa camada laterítica, composta por concreções ferruginosas e grãos de quartzo arredondados. Após a formação dessa camada, teria ocorrido a deposição de sedimentos denominados de Pós-Barreiras (Figura 2.2).

Em relação a origem da Formação Barreiras, alguns autores consideram como sendo predominantemente continental (Lima *et al.*, 2006; Vilas Bôas *et al.*, 2001). No entanto, na porção equatorial da Formação Barreiras, há registros de ambientes deposicionais influenciados por processos marinhos e ambientes de transição marinha. Na porção oriental, onde há uma ideia mais rígida de origem continental, também há evidências de deposição de sedimentos por influência marinha, inclusive em locais das bacias sedimentares Potiguar e Paraíba (Rossetti *et al.*, 2012; Rossetti *et al.*, 2013).

Figura 2.2 - Estratigrafia do litoral equatorial e oriental do Brasil e sua correlação com o nível do mar.



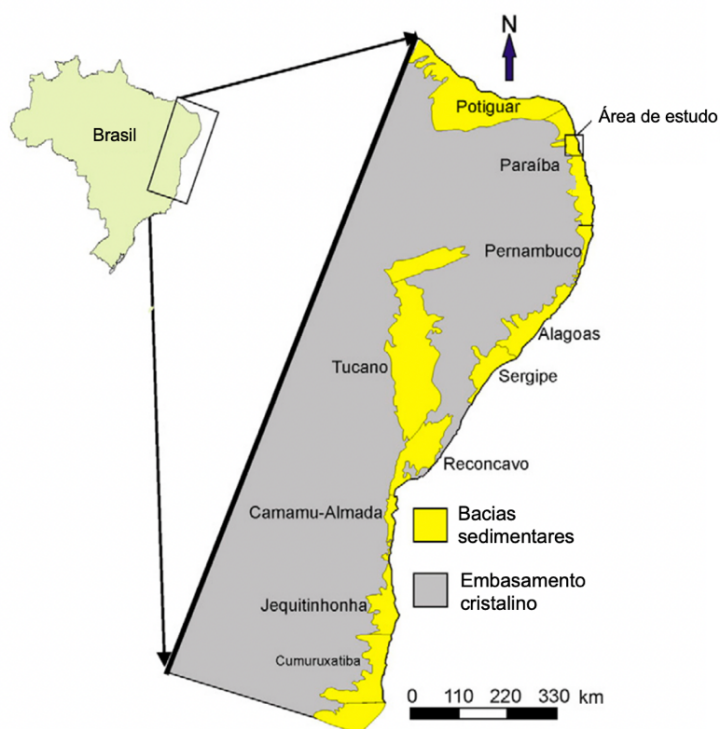
Fonte: Rossetti *et al.* (2013).

2.2.1.1 Aspectos regionais

A região objeto de estudo consiste em parte do litoral sul do estado do Rio Grande do Norte (Figura 2.3). De acordo com Barreto *et al.* (2004), geologicamente a região litorânea do estado é constituída por embasamento cristalino, por rochas sedimentares cretáceas das bacias sedimentares Potiguar e Pernambuco-Paraíba, e por depósitos miocênicos da Formação Barreiras. Sobre a formação encontram-se depósitos marinhos, eólicos e aluviais do Quaternário. Em termos geomorfológicos, segundo os mesmos autores, a região é caracterizada pela presença de sedimentos da Formação Barreiras na forma de tabuleiros. Em alguns trechos do litoral os tabuleiros entram em contato com o mar formando as falésias (Santos Jr. *et al.*, 2015).

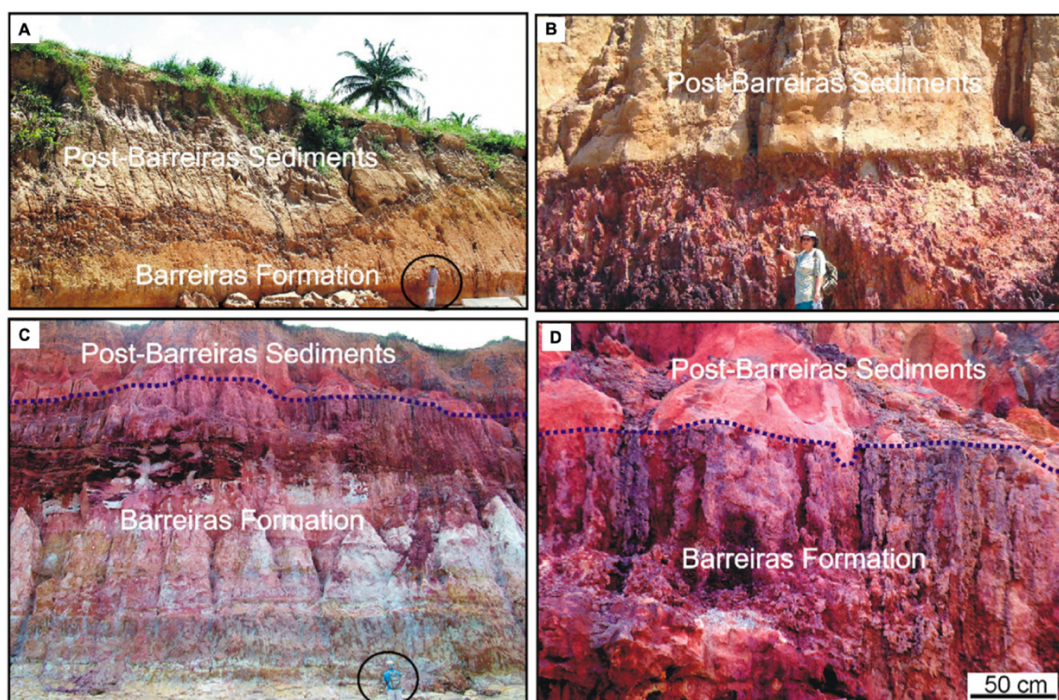
Ao realizar uma análise de trabalhos da literatura acerca da Formação Barreiras, Rossetti *et al.* (2013), perceberam um perfil estratigráfico para os depósitos sedimentares do litoral oriental, conforme demonstrado na Figura 2.4. O perfil é composto pela camada de sedimentos da Formação Barreiras, sobre a qual se identifica uma camada de sedimentos do Quaternário, denominada de Pós-Barreiras. Esses dois horizontes são divididos por uma inconformidade marcada pela presença de um horizonte de solo laterítico bem desenvolvido, de cores variegadas, com espessura variando entre 3 e 10 m de espessura.

Figura 2.3 - Bacias sedimentares do litoral oriental do Brasil e localização da área de estudo.



Fonte: Rossetti *et al.* (2013)

Figura 2.4 - Perfis observados ao longo da costa oriental. a) e b) Perfis observados no norte da Bacia Paraíba (Figura 2.3); c) e d) Perfis observados na Bacia Camamu-Almada (Figura 2.3).

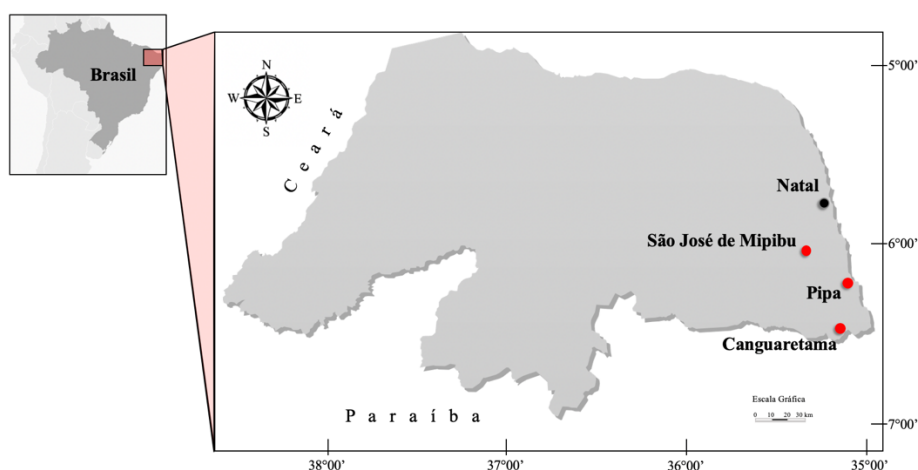


Fonte: Rossetti *et al.* (2013)

2.2.1.1.1 Propriedades químicas, mineralógicas e geotécnicas de sedimentos da Formação Barreiras

O estudo das propriedades químicas e mineralógicas de solos lateríticos da Formação Barreiras foi feito por Chaves (1979) de forma detalhada. O autor estudou três jazidas de materiais para a execução de aterros rodoviários., localizadas nos municípios de São José de Mipibu, Tibau do Sul (praia de Pipa) e Canguaretama, no estado do Rio Grande do Norte (Figura 2.5). Posteriormente, solos coletados nas mesmas jazidas foram analisados sob uma perspectiva geotécnica por Cunha (1992). A presente subseção foi destinada para uma revisão desses dois trabalhos citados, de significativa contribuição para o conhecimento de solos da Formação Barreiras do estado do Rio Grande do Norte. As propriedades químicas, mineralógicas e geotécnicas serão apresentadas para cada jazida estudada.

Figura 2.5 - Localização das jazidas estudadas por Chaves (1979) e Cunha (1992).



Fonte: Autoria própria.

Para as análises química e mineralógicas, as amostras coletadas de cada jazida foram divididas em duas frações denominadas de concreção, quando maior que 9,5 mm, e sedimentos, quando menor que 9,5 mm. Cada fração foi subdividida em subfrações, de acordo com a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Frações e subfrações dos solos estudados e ensaios realizados por Chaves (1979).

Fração	Subfração	Ensaio		
		Análise química	DRX	MEV
Concreção	0,075 - 0,002 mm	X	X	X
	< 0,002 mm	X	X	
Sedimento	9,5 - 2,00 mm	X	X	-
	2,00 - 0,075 mm	X	X	-
	0,075 - 0,002 mm	X	X	-
	< 0,002 mm	X	X	-

Fonte: Autoria própria.

A separação da fração sedimento em subfrações, consistiu no processo de peneiramento mecânico por via úmida. Nesse processo, os materiais com diâmetro maior que 0,075 mm passaram por defloculação e peneiramento com o auxílio de água corrente. Para a separação dos materiais com diâmetro menor que 0,075 mm, foi realizada sedimentação. A fração concreção, por sua vez, foi imersa em água por quatro dias e, posteriormente, desagregada por impacto. Em seguida o material foi destorroado e submetido a sedimentação, obtendo-se as duas subfrações, conforme Tabela 2.1.

Os materiais foram submetidos a ensaios de análise química, difração de raios-x e análises no microscópio eletrônico de varredura (MEV). Apenas a fração concreção foi analisada pelo MEV, sem separação por subfração. Os resultados das análises químicas são exibidos no Quadro 2.1. Os principais óxidos identificados foram o óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). No quadro consta também a relação sílica/sesquióxido (K_r). De acordo com Winterkorn e Fang (1991), solos lateríticos apresentam $K_r < 2$ para a fração argila. Todas as subfrações com diâmetro menor que 0,002mm apresentaram $K_r < 2$. O Quadro 2.2 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de DRX. De uma forma geral, foi identificado caulinita como o argilomineral presente em quase todas as subfrações de sedimento e concreção. Foi observado também quartzo em todas as subfrações com diâmetro maior que 0,002 mm. Os minerais goetita e hematita também foram detectados, com maior ocorrência de goetita. Os aspectos químicos e mineralógicos são discutidos separadamente para cada amostra e a variação de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3

(principais óxidos) em relação ao diâmetro dos grãos das frações sedimento e concreção são avaliadas.

Quadro 2.1 - Resultado dos ensaios de FRX das jazidas de São José de Mipibu, Pipa e Canguaretama.

Material	Ø (mm)	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	P ₂ O ₅	P.F.	K _r
São José de Mipibu- Sedimento	9,5-2,0	77,40	11,58	6,00	0,29	0,02	0,85	0,06	0,10	0,08	0,07	3,26	9,83
	2,0 - 0,075	91,26	2,00	4,41	0,11	0,01	0,29	0,02	0,12	0,06	0,02	1,22	27,29
	0,075-0,002	51,50	8,00	37,20	0,62	0,01	0,05	0,07	0,17	0,11	0,23	1,98	2,07
	<0,002	31,40	6,20	30,71	0,69	0,01	0,08	0,12	3,60	0,11	13,2	13,83	1,54
São José de Mipibu- Concreção	0,075-0,002	51,81	37,15	3,62	0,67	0,01	0,05	0,02	0,05	0,04	0,25	6,23	3,23
	<0,002	8,74	34,77	15,10	0,28	0,01	0,09	0,20	6,50	0,55	22,45	11,37	0,40
Pipa- Sedimento	9,5-2,0	69,30	15,97	7,63	0,69	0,02	0,53	0,05	0,14	0,10	0,07	5,44	6,61
	2,0-0,075	70,94	2,80	17,37	1,25	0,01	0,04	0,05	0,10	0,06	0,02	7,26	6,30
	0,075-0,002	43,52	6,80	34,00	1,72	0,01	0,05	0,05	0,11	0,05	0,38	13,35	1,93
	<0,002	39,50	6,45	28,96	2,08	0,01	0,07	0,07	1,30	0,05	5,68	15,73	2,03
Pipa- Concreção	0,075-0,002	66,38	18,85	4,36	0,62	0,01	0,05	0,04	0,08	0,07	0,11	4,38	6,89
	<0,002	37,42	19,35	11,29	0,78	0,01	0,08	0,07	4,20	0,18	15,3	13,22	2,69
Canguaretama- Sedimento	9,5-2,0	74,30	9,85	10,13	0,62	0,01	0,08	0,04	0,09	0,06	0,03	4,74	7,70
	2,0 - 0,075	86,58	0,08	7,43	0,42	0,01	1,21	0,04	0,09	0,10	0,03	3,27	19,68
	0,075 - 0,002	50,98	2,30	31,20	2,08	0,01	0,04	0,05	0,14	0,03	0,37	12,75	2,65
	<0,002	37,64	2,70	27,80	2,08	0,01	0,07	0,07	0,13	0,10	0,21	16,4	2,17
Canguaretama- Concreção	0,075 - 0,002	24,66	49,05	13,20	0,78	0,02	0,02	0,05	0,12	0,06	0,34	11,36	0,94
	<0,002	29,80	30,00	22,90	0,62	0,01	0,14	0,07	1,10	0,08	1,34	13,83	1,21

Legenda: S-fração sedimento; C-fração concreção; Ø-diâmetro; P.F.-perda ao fogo;

Fonte: Adaptado de Chaves (1979).

Quadro 2.2 - Resumo dos resultados de DRX das jazidas de São José de Mipibu, Pipa e Canguaretama apresentados por Chaves (1979).

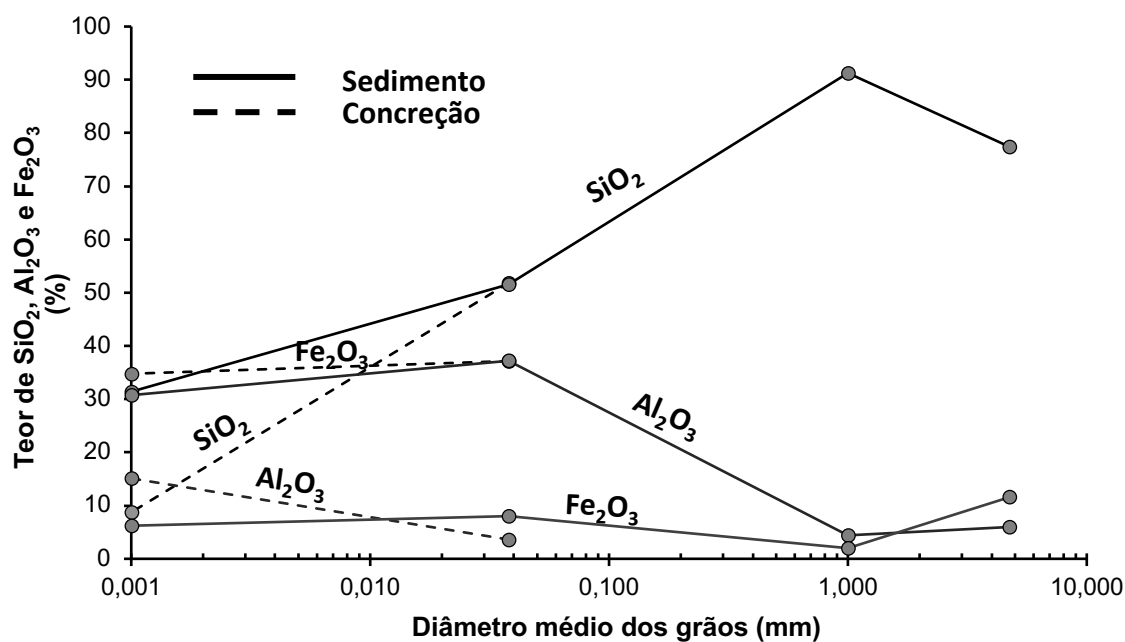
Amostra	Diâmetro (mm)	Material	Minerais
São José de Mipibu	9,5 - 2,0 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita
	2 - 0,075 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita
	0,075 - 0,002 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita, Goetita
	< 0,002 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita, Goetita
	0,075 - 0,002 mm	Concreção	Quartzo
	< 0,002 mm	Concreção	Quartzo, Caulinita, Goetita
Pipa	9,5 - 2,0 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita, Goetita
	2 - 0,075 mm	Sedimento	Quartzo
	0,075 - 0,002 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita, Goetita
	< 0,002 mm	Sedimento	Caulinita, Goetita
	0,075 - 0,002 mm	Concreção	Quartzo, Caulinita, Goetita
	< 0,002 mm	Concreção	Quartzo, Caulinita, Goetita, Hematita
Canguaretama	9,5 - 2,0 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita
	2 - 0,075 mm	Sedimento	Quartzo, Caulinita
	0,075 - 0,002 mm	Sedimento	Quartzo, Goetita
	< 0,002 mm	Sedimento	Goetita, Hematita
	0,075 - 0,002 mm	Concreção	Quartzo, Goetita, Hematita
	< 0,002 mm	Concreção	Quartzo, Caulinita, Goetita

Fonte: Autoria própria.

a) Jazida de São José de Mipibu

A Figura 2.6 apresenta a relação entre os teores dos principais óxidos e o diâmetro médio das partículas. Para a fração sedimento, o teor de SiO_2 foi predominante nos tamanhos silte e areia. O teor mais elevado desse óxido foi detectado para o tamanho correspondente a areia, ao mesmo tempo esse tamanho apresenta baixos teores dos óxidos de ferro e alumínio. Para o tamanho silte ocorrem os maiores valores de Al_2O_3 . Para o tamanho argila, os óxidos de silício e alumínio estão presentes em iguais proporções. A quantidade de óxido de ferro, no entanto, é baixa e varia muito pouco em relação aos diâmetros para essa fração. A fração concreção, por outro lado, apresenta elevado teor desse óxido, tanto para o tamanho argila como para o tamanho silte. Além disso, o tamanho silte apresenta maior teor SiO_2 e menor teor de Al_2O_3 do que a argila.

Figura 2.6 – Variação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 para a jazida de São José de Mipibu.



Fonte: Adaptado de Chaves (1979)

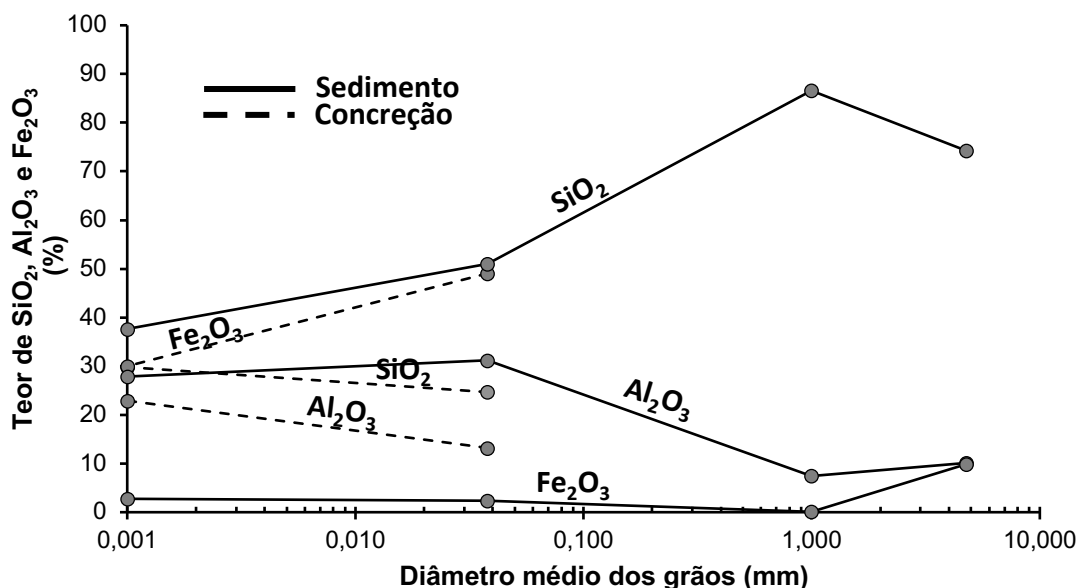
Nas análises mineralógicas realizadas por meio de DRX, foram detectados quartzo e caulinita em praticamente todas as amostras das subfrações, tanto da fração sedimento como da concreção. A goetita também foi identificada, estando presente nas subfrações correspondente ao tamanho silte da fração sedimento e em todas do tamanho argila. Por fim, com o auxílio do microscópio eletrônico de varredura, na fração concreção foram identificadas partículas de quartzo com texturas polidas e rugosas, cimentadas por óxidos de ferro.

b) Jazida de Canguaretama

O gráfico da Figura 2.7 foi obtido a partir da correlação entre os teores dos principais óxidos com o diâmetro médio dos grãos. O óxido de silício é predominante na fração sedimento para todas as subfrações, sendo maior para o diâmetro correspondente ao tamanho areia, seguido pelo óxido de alumínio e ferro em ordem decrescente. É importante notar que o Fe_2O_3 se encontra em quantidades muito pequenas para a fração sedimento. Para essa fração pode-se observar também que o teor de Al_2O_3 é maior para o tamanho silte. Em relação a concreção, o teor de óxido de ferro é significativamente mais elevado, sendo a maior quantidade encontrada na

subfração silte. Os óxidos de silício e de alumínio são encontrados em maiores quantidades para o tamanho argila do que para o tamanho silte.

Figura 2.7 – Variação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 para a jazida de Canguaretama.



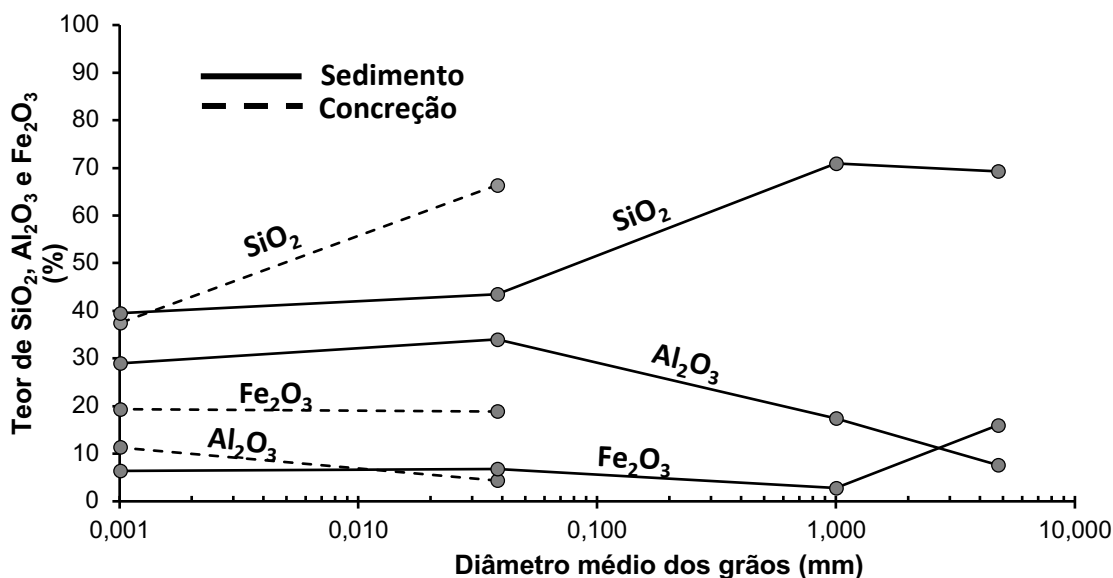
Fonte: Adaptado de Chaves (1979)

Os difratogramas do DRX apresentaram os minerais quartzo, caulinita, goetita e hematita. A goetita foi encontrada em praticamente todas as subfrações e a hematita nas subfrações correspondentes ao tamanho argila do sedimento e da concreção. A análise por meio de MEV resultou na observação de partículas de quartzo rugosas altamente cimentadas por óxidos de ferro.

c) Jazida de Pipa

A variação dos principais óxidos em relação ao diâmetro médio dos grãos é mostrada na Figura 2.8. O óxido de silício é predominante em todas as subfrações das frações sedimento e concreção, sendo os teores mais elevados encontrados nas partículas com tamanho referente a areia. Na fração sedimento, o óxido de alumínio está mais presente do que o de ferro e encontrado em maior proporção para a subfração equivalente ao tamanho silte. Na concreção, no entanto, o teor de Fe_2O_3 é mais elevado do que para a fração sedimento, embora o SiO_2 continue predominante. O tamanho silte apresenta teor de óxido de alumínio menor do que a argila, porém maior teor de óxido de silício.

Figura 2.8 - Variação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 para a jazida de Pipa.



Fonte: Adaptado de Chaves (1979)

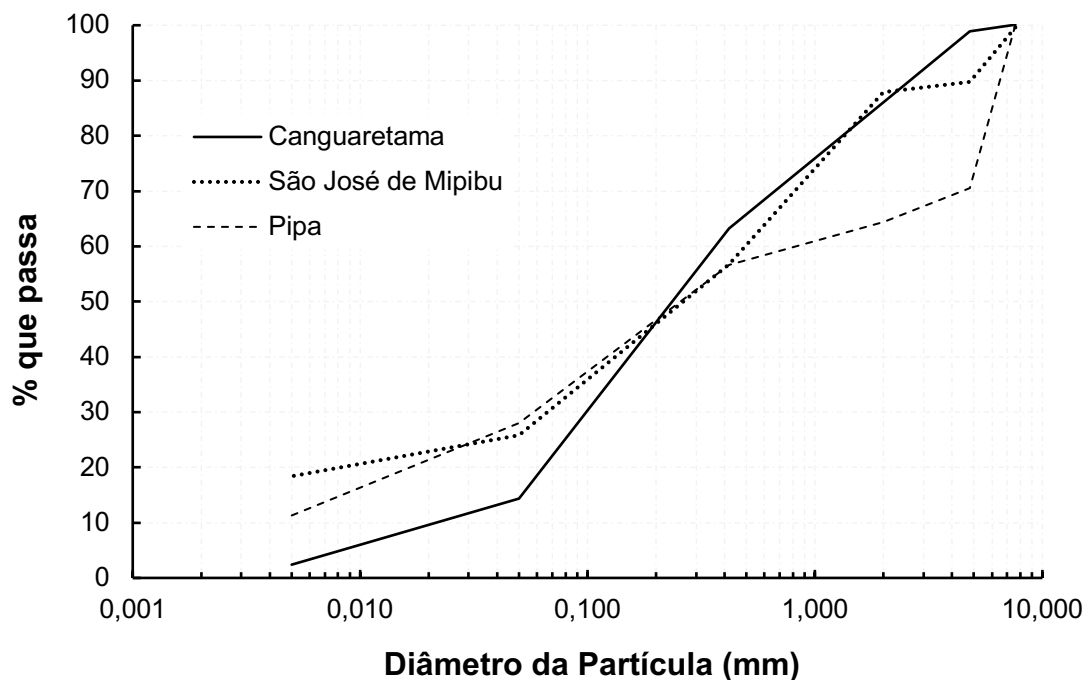
As análises mineralógicas identificaram quartzo, caulinita e goetita. A hematita foi identificada, porém, apenas para a subfração da concreção correspondente ao tamanho argila. A observação das concreções dessa jazida pelo MEV, mostrou partículas de quartzo com superfície rugosa e desgastada, e com cimentação dos grãos por óxidos de ferro.

De uma forma geral, Chaves (1979) concluiu que os elementos químicos mais importantes na formação dos solos lateríticos são silício, alumínio e ferro. De acordo com observações feitas pelo autor e pelos resultados por ele discutidos, algumas generalizações foram feitas. Primeiramente, as frações com maiores diâmetros apresentam, predominantemente, maior quantidade de silício e menor quantidade de alumínio. Além disso, a fração sedimento é formada por Si, Al e Fe, em ordem decrescente. Por fim, a quantidade de óxido de ferro nas concreções é muito superior a encontrada na fração sedimento, significando que a acumulação desses óxidos é fundamental para a formação das concreções.

A caracterização geotécnica das jazidas, apresentada por Cunha (1992), está sumarizada na Tabela 2.2. As curvas granulométricas, obtidas a partir dos dados fornecidos pelo autor encontram-se na Figura 2.9. Os três sedimentos foram classificados como Areia Argilosa – SC, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). As jazidas de São José de Mipibu e Pipa apresentaram

plasticidade baixa e média, respectivamente, enquanto o solo de Canguaretama foi classificado como não plástico.

Figura 2.9 - Curva Granulométrica dos solos das jazidas de Canguaretama, São José de Mipibu e Pipa (Cunha, 1992).



Fonte: Adaptade de Cunha (1992).

Tabela 2.2 - Dados da caracterização dos solos das jazidas de Canguaretama, São José de Mipibu e Pipa.

Jazida	Consistência				Granulometria					SUCS
	LL (%)	LP (%)	IP (%)	PG (%)	PF (%)	AG (%)	AF (%)	S (%)	A (%)	
Canguaretama	23	-	NP	1,2	12,8	22,9	48,8	12,0	2,4	SC
S.J. Mipibu	24	17	7	9,8	1,9	31,2	30,9	7,4	18,4	SC
Pipa	28	19	9	29,5	6,1	7,8	28,6	16,7	11,3	SC

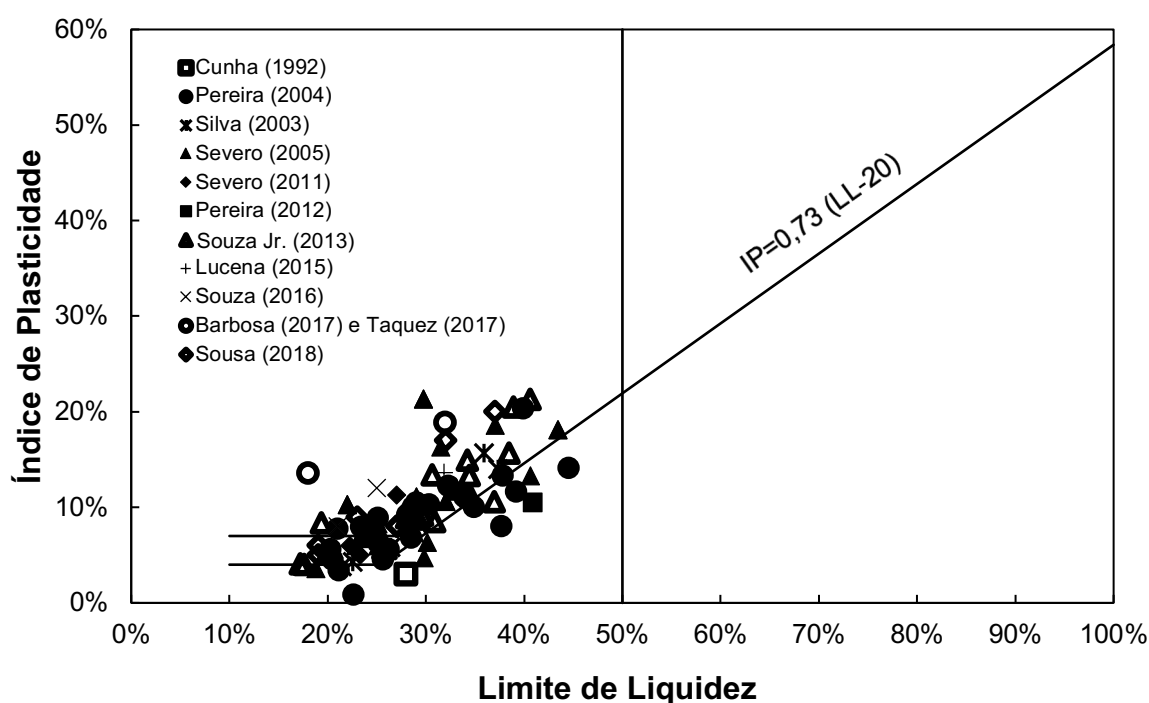
Nota: PG-Pedregulho Grosso: 4,8 mm < ϕ < 7,6 mm; PF-Pedregulho Fino: 2,0 mm < ϕ < 4,8 mm; AG-Areia Grossa: 0,42 mm < ϕ < 2,0 mm; AF-Areia Fina: 0,05 mm < ϕ < 0,42 mm; S-Silte: 0,005 mm < ϕ < 0,05 mm; A-Argila: ϕ < 0,005 mm.

Fonte: Adaptado de Cunha (1992).

Santos Jr. *et al.* (2015) realizou uma análise conjunta de trabalhos da literatura que abordam solos da Formação Barreiras no Rio Grande do Norte. Assim como os

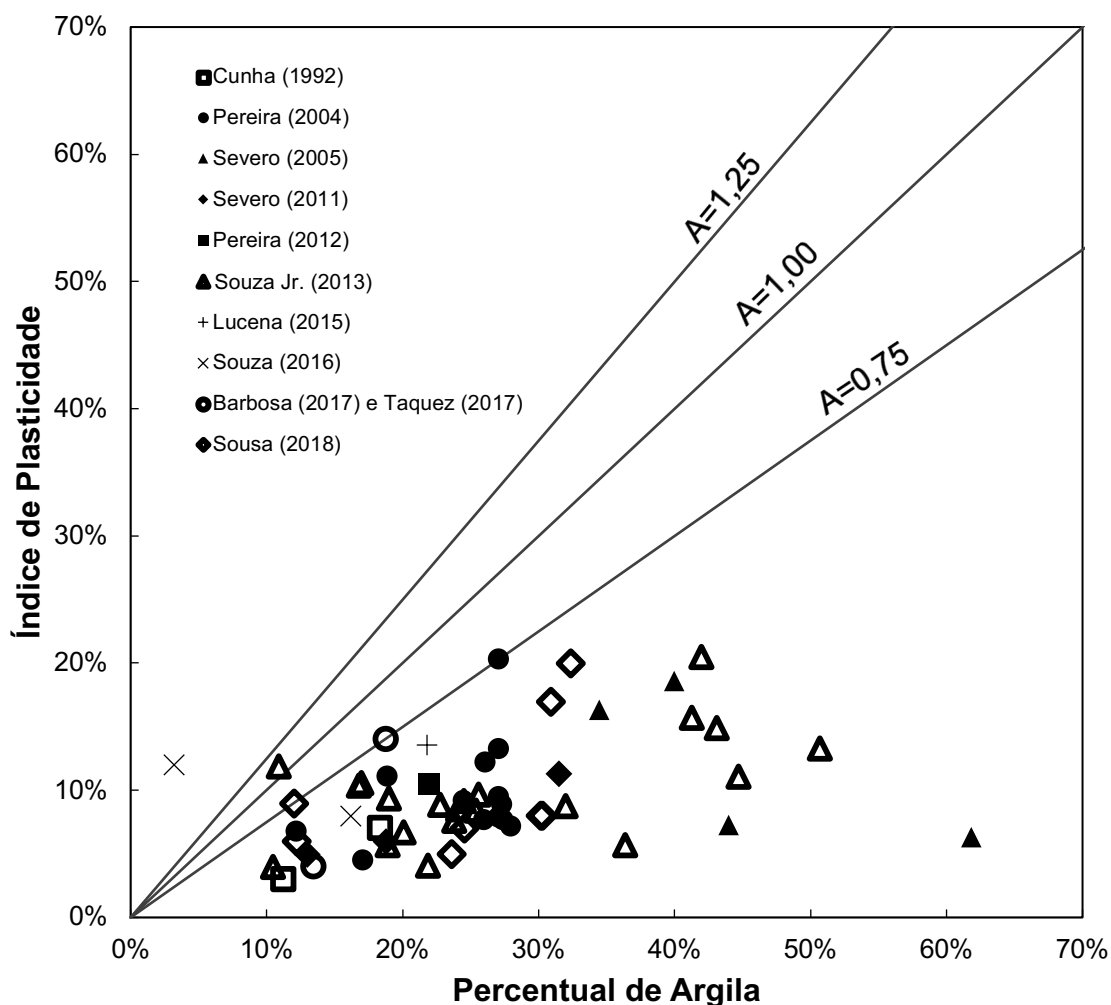
solos das jazidas estudadas por Chaves (1979) e Cunha (1992), os materiais foram classificados, principalmente, como SC e plasticidade variando entre média e baixa. Também foram identificados, em menor proporção, areia siltosa (SM), SM-SC, argila de baixa plasticidade (CL), silte de baixa plasticidade (ML) e pedregulho argiloso (GC). Todas as amostras apresentaram limite de liquidez menor que 50% e índice de plasticidade máximo de 20%. Os gráficos das Figuras 2.10 e 2.11, apresentam a carta de plasticidade e atividade das frações argilosas, respectivamente, presentes no trabalho de Santos Jr. *et al.* (2015). Os dados foram atualizados para englobar trabalhos mais recentes, como o de Lucena (2015), Souza (2016), Barbosa (2017), Taquez (2017) e Sousa (2018).

Figura 2.10 - Carta de plasticidade de solos da Formação Barreiras no estado do Rio Grande do Norte.



Fonte: Adaptado de Santos Jr. *et al.* (2015).

Figura 2.11 - Atividade das frações argilosas de solos da Formação Barreiras no Rio Grande do Norte.



Fonte: Adaptado de Santos Jr. *et al.* (2015).

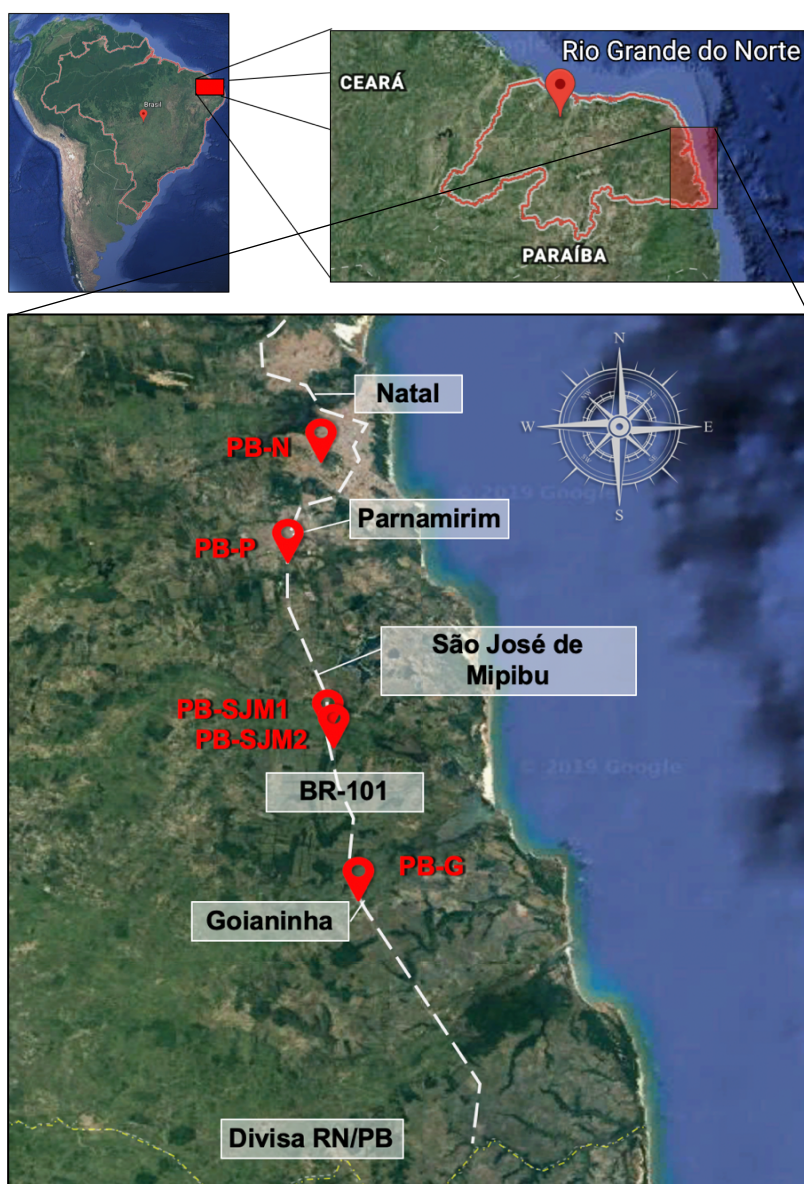
2.3 Materiais e Métodos

A metodologia foi desenvolvida de tal forma a englobar a caracterização geotécnica e mineralógica de sedimentos do litoral sul do estado do Rio Grande do Norte. Dentre os materiais caracterizados, o de Natal (amostra PB-N) foi selecionado para subsidiar a pesquisa desenvolvida nos Capítulos 3 e 4.

Os materiais foram coletados de diferentes localizações no estado do Rio Grande do Norte, desde a cidade de Natal até Goianinha, ao longo da BR-101 e abrangendo um trecho de 70 km (Figura 2.12). A nomenclatura adotada refere-se aos sedimentos Pós-Barreiras (PB) seguida da inicial da cidade na qual a amostra foi coletada. Dessa forma, a amostra PB-N foi coletada na cidade de Natal, a amostra

PB-P em Parnamirim, as amostras PB-SJM1 e PB-SJM2 em São José de Mipibu e PB-G em Goianinha. A primeira foi coletada às margens do Rio Potengi e as demais de taludes de corte da BR-101, sendo todas as amostras provenientes de pontos superficiais. Os materiais se enquadram como sedimentos do Pós-Barreiras, considerando a classificação de Rossetti *et al.* (2013).

Figura 2.12 – Localização dos pontos de coleta.



Fonte: Autoria própria.

Após a coleta, os materiais foram levados para o Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, onde foi realizada a caracterização geotécnica e a preparação para os ensaios de caracterização química

e mineralógica a serem realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais do Centro de Tecnologias do Gás e Energias Renováveis (CTGAS-ER).

Os ensaios de caracterização seguiram recomendações da NBR 6457 (2016). A preparação se deu com secagem prévia, com amostra seca ao ar e posterior destorroamento e homogeneização. As análises granulométricas foram conduzidas à luz da NBR 7181 (ABNT, 2016), a massa específica dos grãos conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984), o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) de acordo com as NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente.

Em relação aos ensaios de análises química e mineralógica, as amostras PB-P, PB-SJM1, PB-SJM2, PB-G foram enviadas para o laboratório do CTGAS-ER para a realização de Análise Química Semiquantitativa por Fluorescência de Raios-X com perda ao fogo (FRX), utilizando o equipamento EDX-720 da marca Shimadzu, e Difração de Raios-X com identificação de fases cristalinas (DRX), utilizando o equipamento XRD-6000 da Shimadzu.

A amostra PB-N foi, primeiramente, separada nas frações areia e argila e, só então, submetida aos ensaios de FRX, DRX e também à análise por Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), utilizando o equipamento SSX-550 da Shimadzu. A separação das frações foi realizada, inicialmente, utilizando-se a peneira de abertura 0,075 mm para a separação do material grosso do fino. A areia retida foi lavada e seca em estufa. O material fino que passou na peneira foi separado e a ele adicionado solução de hexametáfosfato de sódio. Essa solução foi deixada em repouso por 24 horas e, posteriormente, submetida a agitação mecânica. Depois foi vertida em um béquer para, novamente, ser deixada em repouso por mais 24 horas. Utilizou-se do método de sedimentação, baseado na Lei de Stokes. A parte superior dessa suspensão foi retirada e levada para secar em estufa, obtendo-se a fração de argila.

2.4 Resultados e discussões

2.4.1 Caracterização geotécnica

As amostras foram submetidas a análise granulométrica que resultaram nas curvas da Figura 2.13, cujas frações são discriminadas na Tabela 2.3. Os resultados dos ensaios demonstram a semelhança granulométrica entre os materiais, com curvas praticamente coincidentes. Os sedimentos aqui analisados apresentam menor

quantidade de pedregulhos e maior teor de finos (material que passa na peneira #200) do que os sedimentos da Formação Barreiras estudados por Chaves (1979) e Cunha (1992).

Figura 2.13 - Curvas granulométricas.

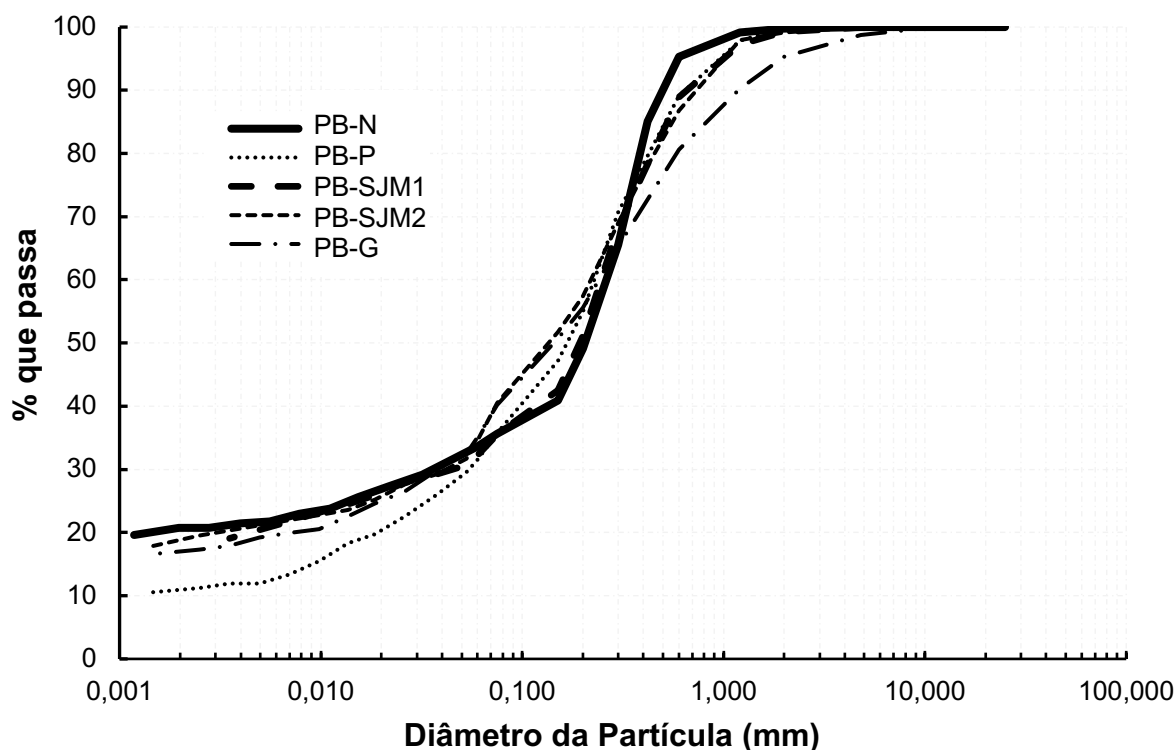


Tabela 2.3 - Porcentagens granulométrica.

Material	Porcentagem de Material (%)					
	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
PB-N	0,3	4,5	46,2	15,5	12,9	20,7
PB-P	0,2	10,7	34,2	23,5	20,3	11,3
PB-SJM1	0,8	10,3	37,7	19,0	13,8	18,4
PB-SJM2	0,8	12,4	29,3	22,9	15,0	19,5
PB-G	4,7	14,7	25,1	20,6	17,7	17,3

Os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade possibilitaram a obtenção da carta de plasticidade da Figura 2.14 e o gráfico da atividade das frações argilosas da Figura 2.15. O índice de plasticidade variou entre 6 e 8%, caracterizando sedimentos de baixa e média plasticidade, sendo a fração argilosa inativa. Os

materiais foram classificados como areia argilosa (SC) e areia argilo-siltosa (SC-SM). A Tabela 2.4 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização. Apesar dos pontos de coleta estarem localizados ao longo de um trecho de 70 km, os materiais exibiram características muito similares em todos os aspectos da caracterização.

Figura 2.14 - Carta de plasticidade.

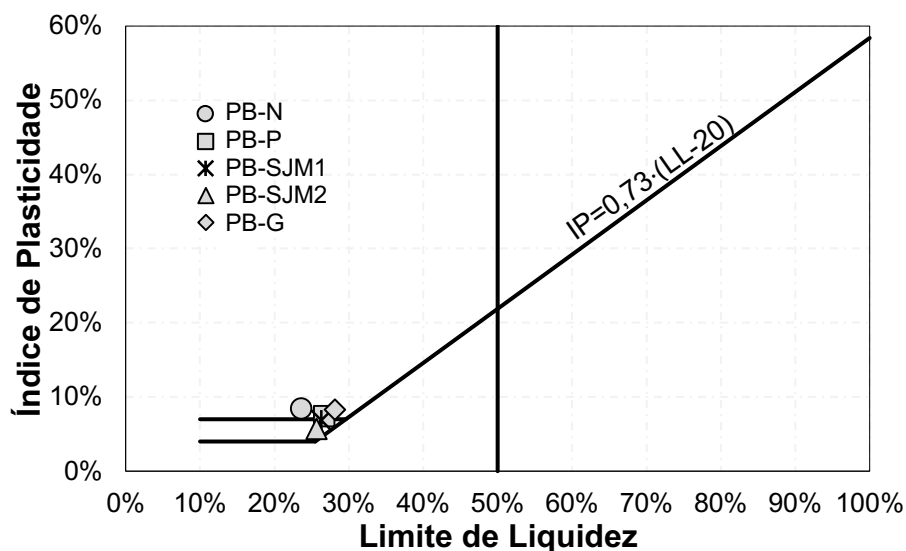


Figura 2.15 - Atividade das frações argilosas.

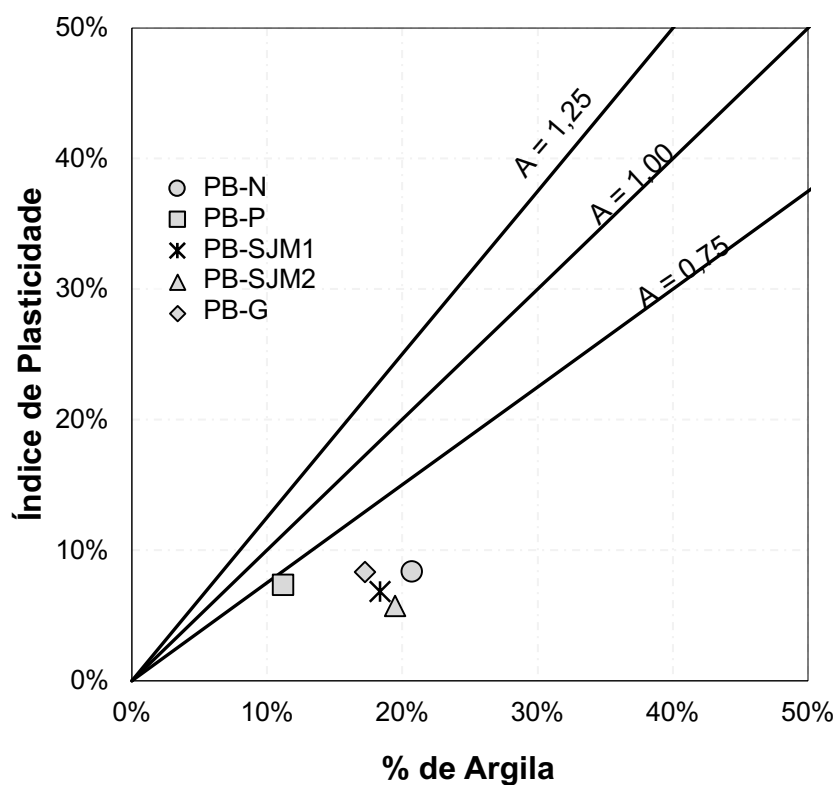


Tabela 2.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.

Material	PB-N	PB-P	PB-SJM1	PB-SJM1	PB-G
Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	2,64	2,61	2,66	2,59	2,67
LL	24%	27%	26%	26%	28%
LP	15%	20%	20%	20%	20%
IP	8%	7%	7%	6%	8%
Atividade	0,40	0,65	0,37	0,29	0,48
Classificação (SUCS)	SC	SC-SM	SC-SM	SC-SM	SC

2.4.2 Caracterização química e mineralógica

Os resultados das análises químicas e mineralógicas serão discutidos separadamente para a amostra PB-N e para as demais. A amostra PB-N foi separada nas frações areia e argila para auxiliar na pesquisa dos Capítulos 3 e 4, permitindo também a comparação direta com as subfrações analisadas por Chaves (1979). As demais amostras foram estudadas como um todo, sem divisão do material em subfrações. O Quadro 2.3 e 2.4 exibem os resultados dos ensaios de FRX e DRX, respectivamente, dos sedimentos Pós-Barreiras.

Quadro 2.3 - Resultados dos ensaios de FRX dos sedimentos Pós-Barreiras.

Óxido	PB-N		PB-P	PB-SJM1	PB-SJM2	PB-G
	Argila	Areia				
SiO ₂	31,53%	71,91%	61,73%	56,54%	46,69%	54,75%
Al ₂ O ₃	34,08%	10,55%	30,87%	36,22%	37,54%	37,69%
Fe ₂ O ₃	10,19%	2,67%	1,73%	2,12%	4,09%	1,95%
TiO ₂	1,31%	0,52%	0,87%	0,67%	0,57%	0,51%
K ₂ O	0,33%	-	0,14%	0,12%	0,10%	0,13%
SO ₃	-	0,19%	0,09%	0,11%	0,08%	0,10%
CaO	0,27%	0,33%	-	0,06%	0,12%	-
ZrO ₂	0,02%	0,04%	0,06%	0,02%	0,02%	0,02%
Cr ₂ O ₃	0,04%	-	0,01%	0,01%	0,02%	0,01%
MnO	0,01%	-	0,01%	0,01%	0,02%	-
ZnO	0,02%	0,01%	-	-	-	-
CuO	0,03%	0,01%	-	-	-	-
P ₂ O ₅	7,38%	-	-	-	-	-
SrO	0,01%	-	-	-	-	-
P.F.	14,78%	13,77%	4,49%	4,12%	7,75%	4,84%
Kr	1,32	9,98	3,28	2,56	1,98	2,39

Quadro 2.4 - Resumo dos resultados de DRX dos sedimentos Pós-Barreiras.

Amostra	Minerais
PB-N	Areia – Quartzo (SiO_2) e $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ Argila – $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$
PB-P	Quartzo (SiO_2), Nacrita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) e Anatasio (TiO_2)
PB-SJM1	Quartzo (SiO_2), Nacrita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) e Anatasio (TiO_2)
PB-SJM2	Quartzo (SiO_2), Nacrita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) e Anatasio (TiO_2)
PB-G	Quartzo (SiO_2), Nacrita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) e Anatasio (TiO_2)

2.4.2.1 Caracterização química e mineralógica da amostra PB-N

Os principais óxidos identificados na análise química foram o óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e o óxido de ferro (Fe_2O_3), assim como determinado para os sedimentos da Formação Barreiras. O composto químico SiO_2 também foi identificado em maior quantidade para a areia, seguido pelo Al_2O_3 e o Fe_2O_3 . A partir desses resultados, foi calculada a relação sílica/sesquióxido para a fração argila, que resultou em $K_r = 1,3$ (menor do que 2), caracterizando um solo laterítico (Winterkorn e Fang, 1991). A quantidade de óxido de ferro presente nas frações areia e argila assemelha-se a quantidade encontrada para a fração sedimento da Formação Barreiras estudada por Chaves (1979). Os elevados teores de ferro, associados a formação de concreções ferruginosas, não foram observados para amostra.

Através da Difração de Raios-X, cujos gráficos são apresentados nas Figuras 2.16 e 2.17, foram identificadas duas fases cristalinas: SiO_2 , correspondente ao quartzo, e $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ que corresponde a um argilomineral do grupo da caulinita. Em relação a argila, foi identificado o $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ e picos sugestivos de hematita. Os argilominerais com essa composição são do tipo 1:1, o que é consistente com a baixa atividade identificada para a fração argilosa na caracterização geotécnica. Diferentemente de Chaves (1979), não foram identificadas a goetita e a hematita nas análises de DRX.

Figura 2.16 - Difratoograma da fração areia.

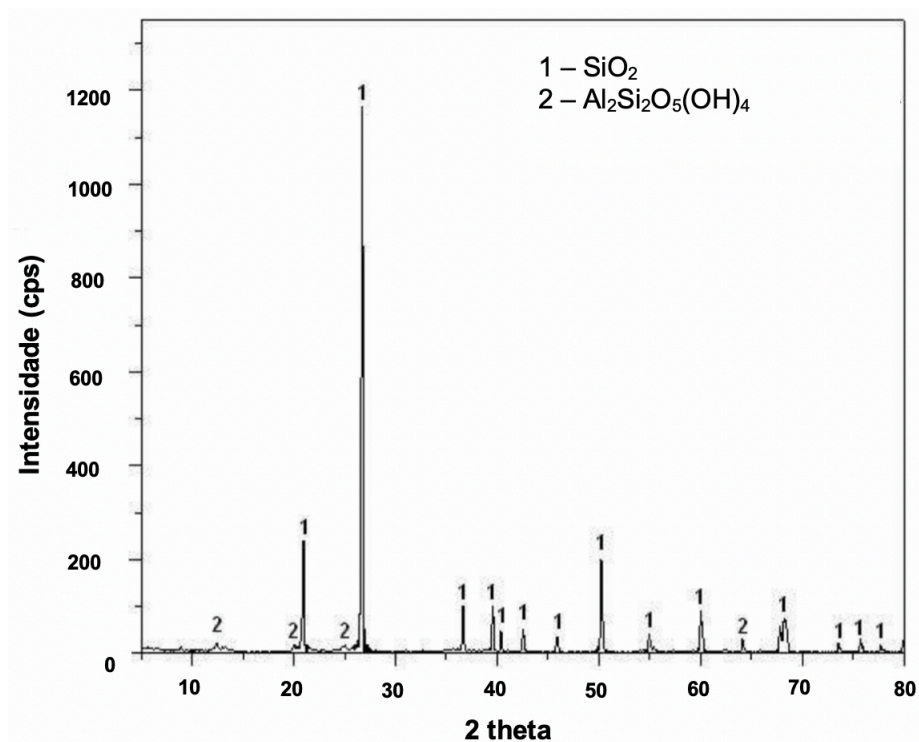
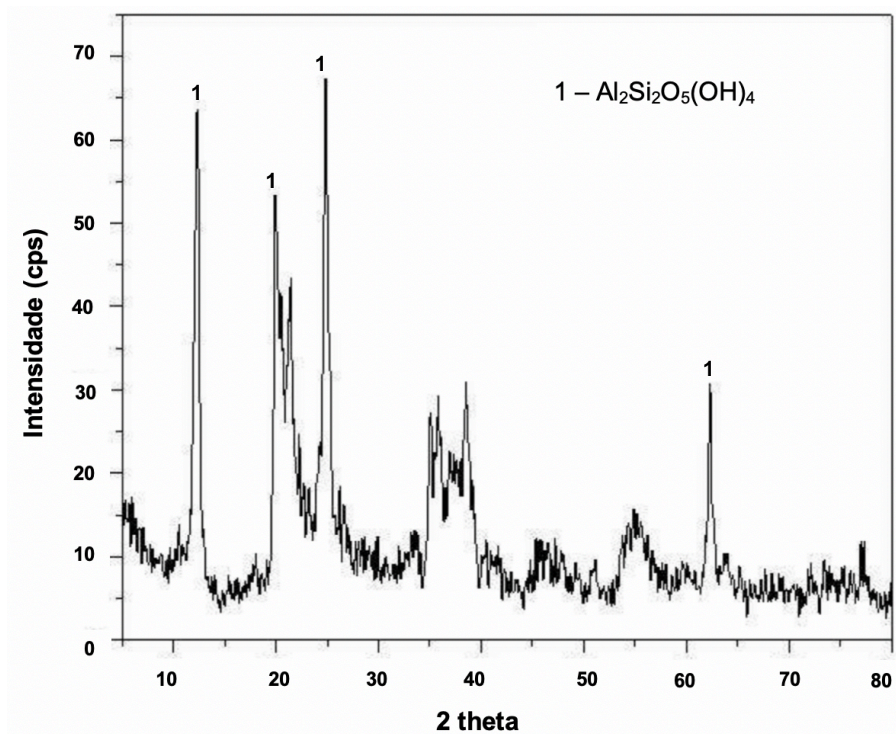


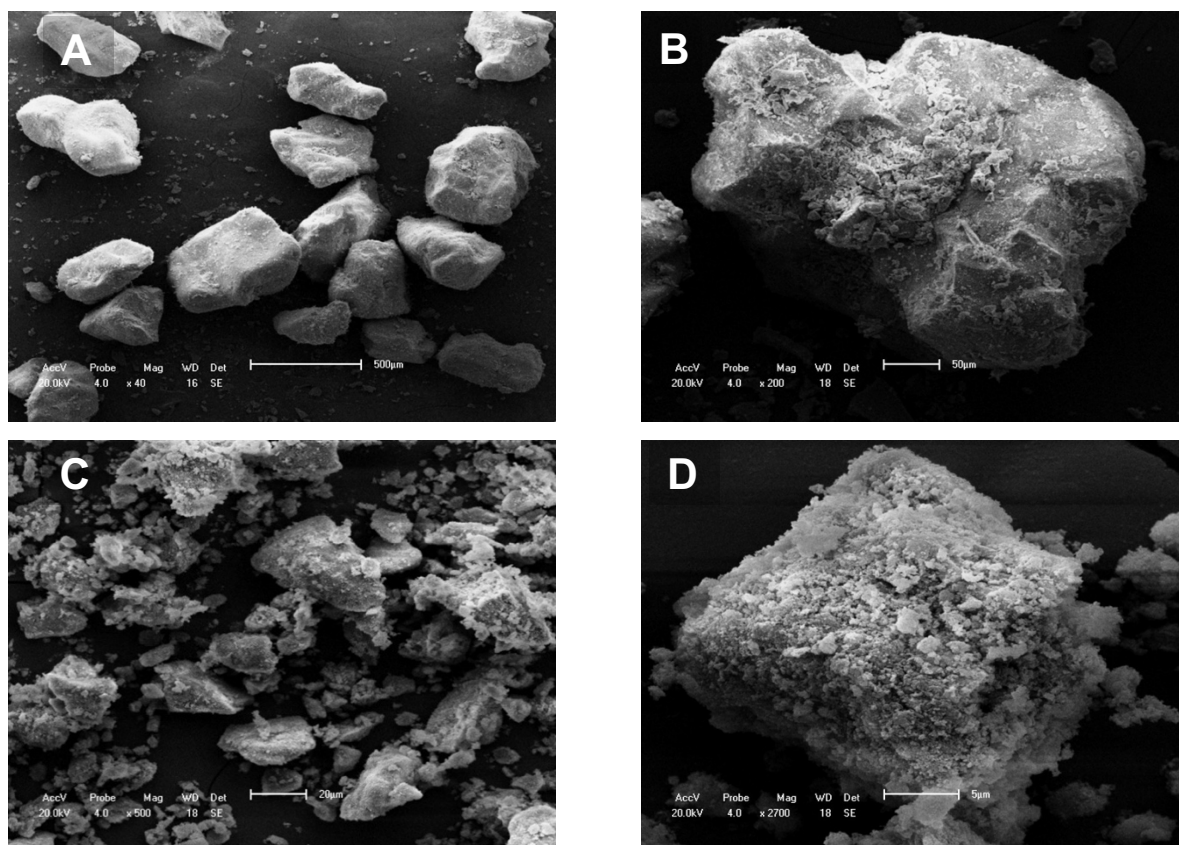
Figura 2.17 - Difratoograma da fração argila.



As frações do solo foram analisadas através de Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). Na Figura 2.18-a) são mostrados grãos de areia com aumento de 40x. Observa-se, em geral, grãos com baixa esfericidade e rugosos, variando entre

angulosos e subangulosos. A Figura 2.18-b) apresenta um grão de quartzo com material fino incrustado nas reentrâncias. Na Figura 2.18-c) e d) é possível observar a presença de algumas partículas de silte, envoltas por partículas de argila aglomeradas.

Figura 2.18 - Microfotografia de MEV a) e b) areia ($0,075 \text{ mm} \leq \phi \leq 2,00 \text{ mm}$) e c) e d) silte e argila ($\phi \leq 0,075 \text{ mm}$)



2.4.2.2 Caracterização química e mineralógica das amostras PB-P, PB-SJM1, PB-SJM2 e PB-G

Os principais óxidos presentes são óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e o óxido de ferro (Fe_2O_3), assim como para a amostra PB-N. A relação sílica-sesquióxido foi maior que dois para todas as amostras, com exceção da PB-SJM2, que apresentou $K_r=1,98$.

Nas Figuras 2.19 a 2.22 estão os difratogramas com as fases identificadas para cada amostra. As análises mineralógicas identificaram quartzo, nacrita e anatasio. A nacrita faz parte dos argilominerais que compõe o grupo caulinita, sendo um polimorfo da caulinita. Nos DRX dessas amostras também não foram identificados hematita e

goetita. A semelhança entre as características química e mineralógicas observadas para as amostras leva a inferir que estas pertençam a um mesmo ambiente de sedimentação.

Figura 2.19 - Difratoograma da Amostra PB-P.

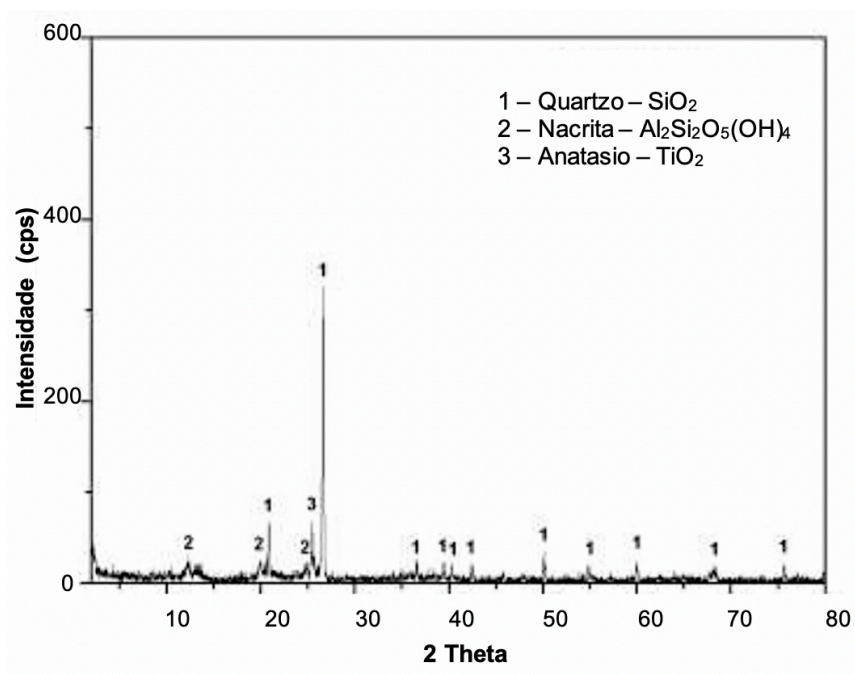


Figura 2.20 - Difratoograma da Amostra PB-SJM1.

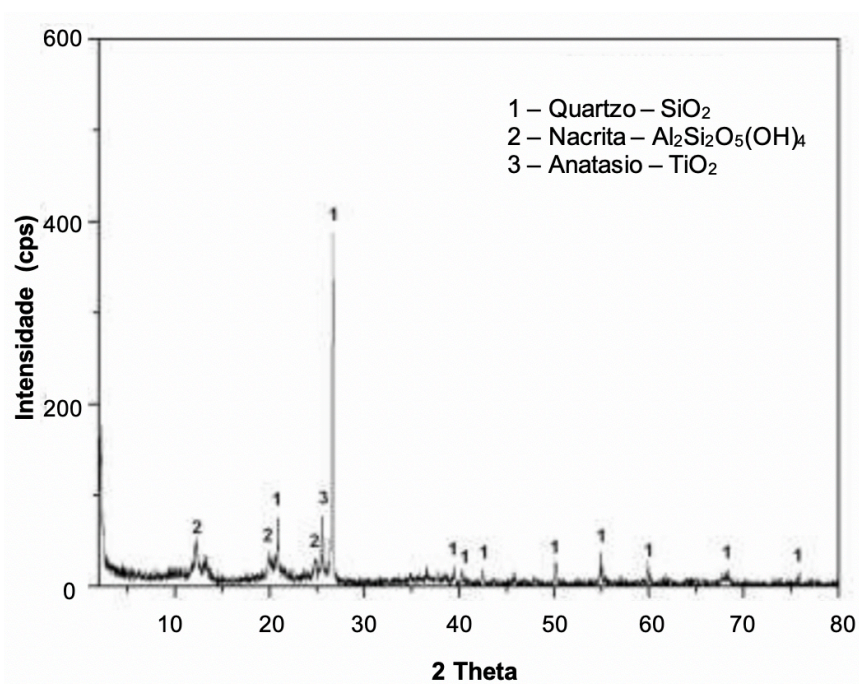


Figura 2.21 - Difratoograma da Amostra PB-SJM2.

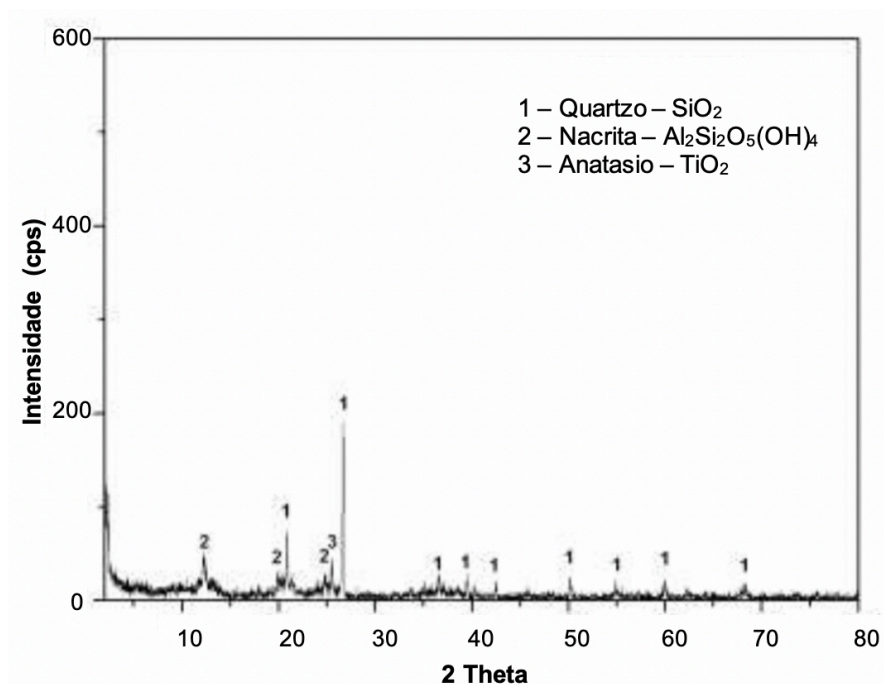
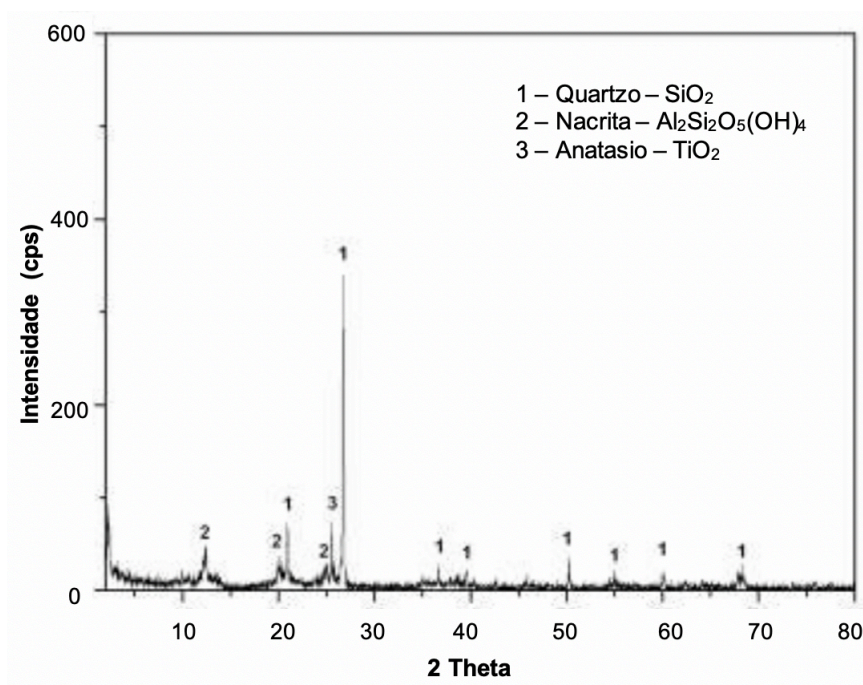


Figura 2.22 - Difratoograma da Amostra PB-G.



2.5 Considerações finais

O presente capítulo teve como objetivo revisar importantes trabalhos da literatura que abordam as propriedades químicas, mineralógicas e geotécnicas de

sedimentos da Formação Barreiras do estado Rio Grande do Norte, e caracterizar sedimentos do Pós-Barreiras.

Em termos geotécnicos, os sedimentos foram identificados como SC (Areia Argilosa) ou SC-SM (Areia Argilo-Siltosa) de baixa a média plasticidade. A fração argilosa apresenta baixa atividade, atribuída a presença de argilominerais do tipo 1:1.

As análises químicas identificaram que silício, alumínio e ferro são os principais elementos, sendo essa uma semelhança com os sedimentos da Formação Barreiras. No entanto, os sedimentos Pós-Barreiras apresentam menor quantidade de óxido de ferro do que aqueles analisados por Chaves (1979). As análises de DRX identificaram quartzo, nacrita e anastasio. Diferentemente de Chaves (1979), a hematita e a goetita não foram identificadas.

As cinco amostras coletadas em trecho de 70 km ao longo do litoral sul do Rio Grande do Norte apresentaram características químicas, mineralógicas e geotécnicas muito semelhantes. Observou-se, dessa forma, uma continuidade entre os pontos coletados o que leva a inferir que façam parte de um mesmo ambiente de sedimentação, nesse caso, o Pós-Barreiras.

Capítulo 3

Compressibilidade de Misturas de Areia e Finos

3.1 Introdução

O comportamento mecânico dos solos é abordado, geralmente, de forma separada para as areias e para as argilas. No entanto, os solos consistem de uma mistura de diferentes proporções entre partículas grossas e finas, cujo comportamento mecânico é influenciado pela fração de finos presente.

Na literatura são encontradas pesquisas que visam compreender o comportamento de misturas compostas, em sua maioria, por dois materiais com diferença significativa no tamanho dos grãos (Thevanayagam, 1998; Yin, 1999; Thevanayagam *et al.*, 2002; Monkul & Ozden, 2007; Cabalar, 2011; Watabe *et al.*, 2011). São trabalhos que buscam identificar, principalmente, a partir de qual momento o comportamento deixa de ser governado pela fração grossa e passa a ser controlado pela fração fina. Ou ainda, visam desenvolver novos parâmetros que melhor descrevam o comportamento desses materiais (Thevanayagam, 1998; Monkul & Ozden, 2007; Cabalar, 2011). No entanto, os resultados mostram que comportamentos diferentes podem ser observados, a depender de fatores como mineralogia e granulometria. Dessa forma, estudos adicionais são necessários para contribuir com o entendimento do comportamento de solos compostos por mais de uma fração granulométrica.

O presente capítulo tem como objetivo, portanto, estudar a compressibilidade de misturas de areia e finos, sendo as frações provenientes de um solo Pós-Barreiras, coletado na região de Natal/RN. Primeiramente, será apresentada uma revisão da literatura relevante para o entendimento da pesquisa desenvolvida. Posteriormente, será analisada a variação dos parâmetros de compressibilidade com a adição do teor de finos, seguido da determinação do teor de finos de transição e do índice de compressão granular, baseados no conceito de índice de vazios intergranular. Por último, será feita uma análise da compressão intrínseca das misturas analisadas.

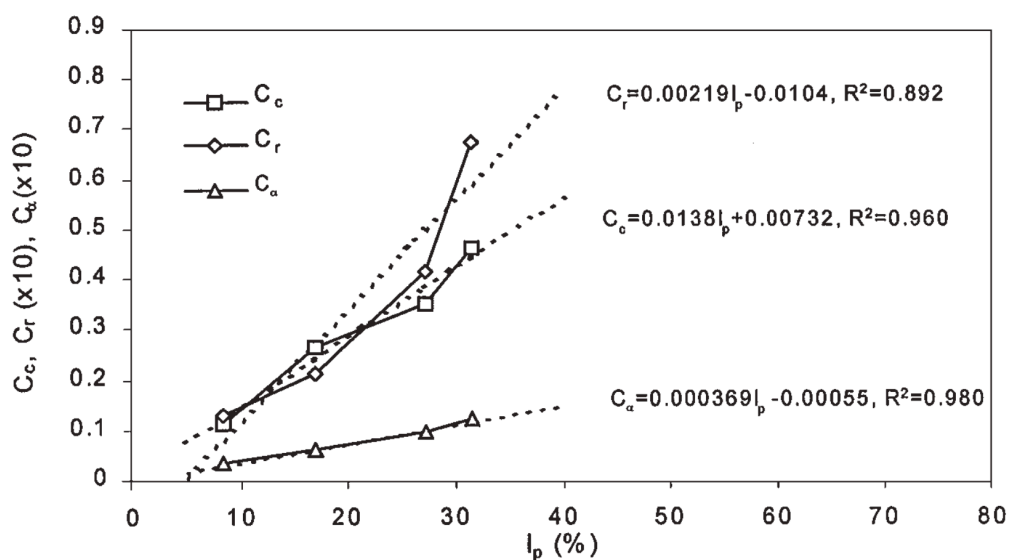
3.2 Revisão da Literatura

As diferenças observadas no comportamento compressivo da areia e da argila resultam de diferentes mecanismos físicos. A tensão aplicada em um solo composto apenas por areia, é transmitida por meio do contato direto entre os grãos. No caso das argilas, as forças de origem físico-químicas são mais importantes. Essa diferença é responsável pela maior compressibilidade dos solos argilosos.

Entre esses dois extremos, estão os solos formados por areia, argila e silte, que correspondem à maioria das situações encontradas na engenharia geotécnica. Tais solos apresentam um comportamento intermediário e têm sido bastante estudados nas últimas décadas.

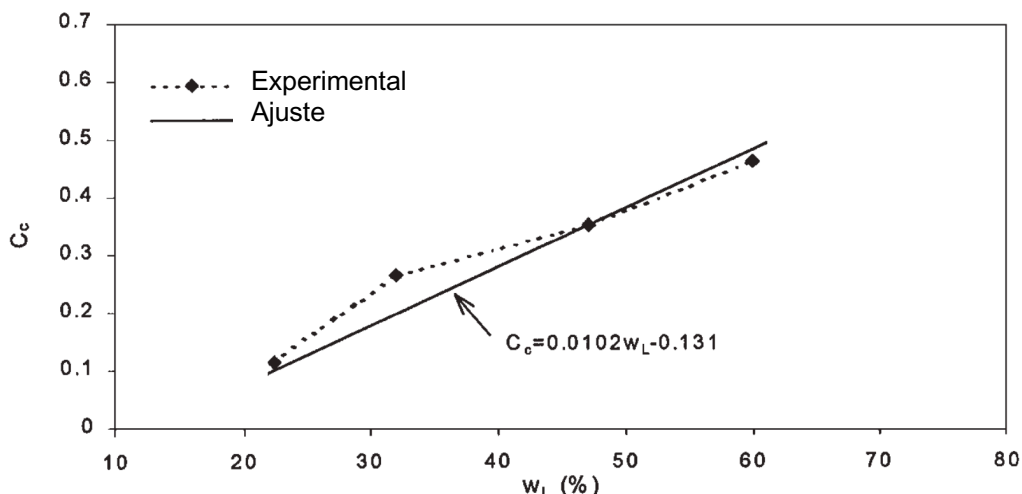
Yin (1999), por exemplo, estudou diversas misturas de areia-silte-argila como forma de auxiliar no desenvolvimento de projetos na zona costeira de Hong Kong. Nessa região, o solo apresenta teores de argila de alta compressibilidade variando entre 5 e 70%. Tanto a variabilidade do solo como a dificuldade na obtenção de amostras indeformadas representam obstáculos para determinação dos parâmetros. Como solução, foram preparadas quatro misturas de areia e finos com os seguintes teores de finos: 20, 40,5, 62,8 e 85,9%. Para as misturas estudadas, os autores obtiveram correlações entre os parâmetros de compressibilidade e os índices de consistência (Figura 3.1 e Figura 3.2).

Figura 3.1 – Relação entre parâmetros de compressibilidade e índice de plasticidade.



Fonte: Yin (1999).

Figura 3.2 - Correlação entre o índice de compressão e o limite de liquidez.



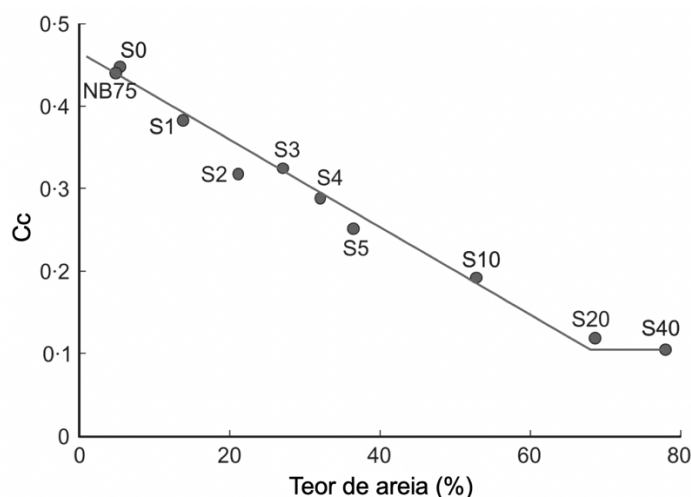
Fonte: Yin (1999).

A partir das correlações, Yin (1999) concluiu que os índices de compressão e expansão e o coeficiente de compressão secundária aumentam com o aumento do índice de plasticidade (devido ao aumento do teor de finos) de maneira praticamente linear. Da mesma forma, o índice de compressão foi determinado como diretamente proporcional ao limite de liquidez.

Além da concentração de finos e da plasticidade dos materiais, outro fator que influencia a compressibilidade das misturas é a angularidade das partículas presentes (Shin & Santamarina, 2013). Ensaio edométricos realizados com misturas de duas areias com grãos angulosos e arredondados, mostraram que o índice de compressão é tão maior quanto maior a concentração de partículas angulosas.

Watabe *et al.* (2011) estudaram a influência de frações de areia em um solo argiloso, com o intuito de simular solos de aterro sanitário e analisar quais os efeitos que diferentes frações de areia poderiam apresentar no comportamento compressivo. Para tanto, foram fabricadas nove misturas de areia e bentonita, com teores de areia variando entre 5,5% (S0) e 78,0% (S40), com o teor de umidade igual a duas vezes o limite de liquidez. Como resultado, observaram que o índice de compressão diminuiu ao se adicionar areia até aproximadamente 70% (Figura 3.3) e permanece constante a partir daí. Teores mais elevados, implicam em um comportamento compressivo governado pela areia.

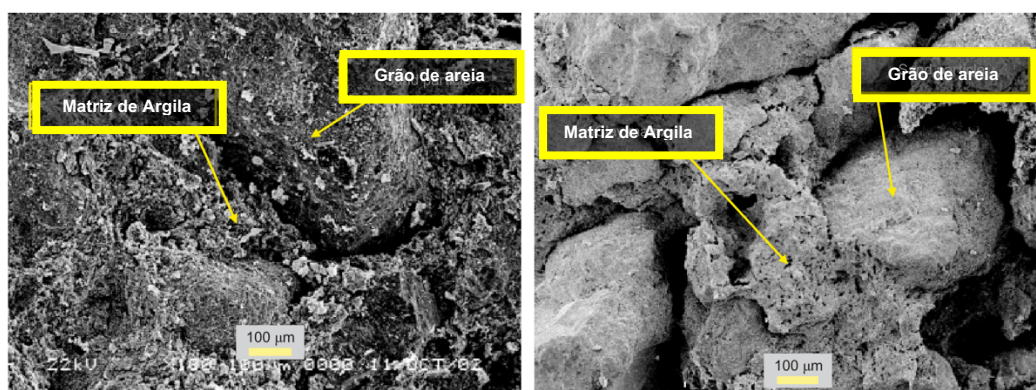
Figura 3.3 - Variação do índice de compressão com o teor de areia.



Fonte: Watabe *et al.* (2011)

Para constatar o que foi observado nos ensaios edométricos, as amostras S20 e S40 foram analisadas no microscópio eletrônico de varredura após ensaiadas (Figura 3.4). Os autores observaram que, para essas concentrações, as partículas encontram-se em contato umas com as outras e formam um esqueleto que suportam as tensões. Os finos apenas preenchem os vazios formados pelas partículas maiores e exercem pouca ou nenhuma influência na compressibilidade das misturas.

Figura 3.4 - Imagens de MEV das amostras a) S20 e b) S40 após ensaio edométrico.

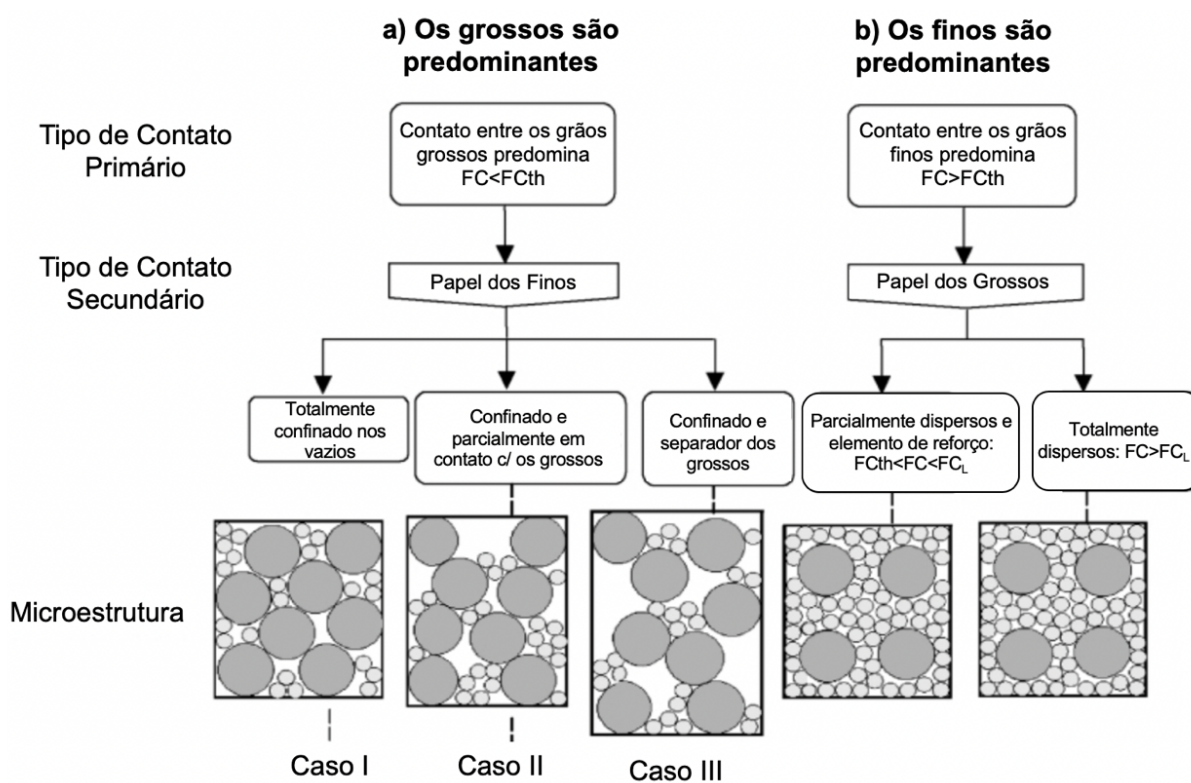


Fonte: Watabe *et al.* (2011)

A presença dos finos pode exercer influência ou não no comportamento das misturas, a depender da quantidade de finos presente e do posicionamento dos grãos. Thevanayagam *et al.* (2002) apresentaram possíveis configurações da microestrutura de misturas de solo, exibidas na Figura 3.5, baseadas na existência de um teor de

finos de transição, FC_{th} (*threshold fines content*). A partir do FC_{th} o comportamento da mistura começa a ser influenciado pelos finos. No tipo a), o teor de finos da mistura é menor do que o FC_{th} e o contato entre os grãos maiores é predominante, fazendo com que sejam os principais responsáveis pelo comportamento do solo, enquanto os finos fornecem uma contribuição secundária. Para esse tipo, os finos podem estar organizados em três configurações diferentes: no caso I, estão completamente confinados nos vazios e, portanto, contribuem muito pouco com o suporte da matriz arenosa; no caso II estão confinados e fornecem um suporte parcial; e no caso III separam parcialmente as partículas maiores. No tipo b) de microestrutura, o teor de finos é maior do que o FC_{th} , a partir do qual os finos passam a exercer um papel primário no comportamento da mistura. O aumento do teor de finos faz com que as partículas granulares fiquem dispersas e funcionem como elementos de reforço, até que o teor de finos seja maior do que o teor de finos limite (FC_L) e o comportamento seja completamente governado pelos finos.

Figura 3.5 - Microestruturas de misturas de solo.

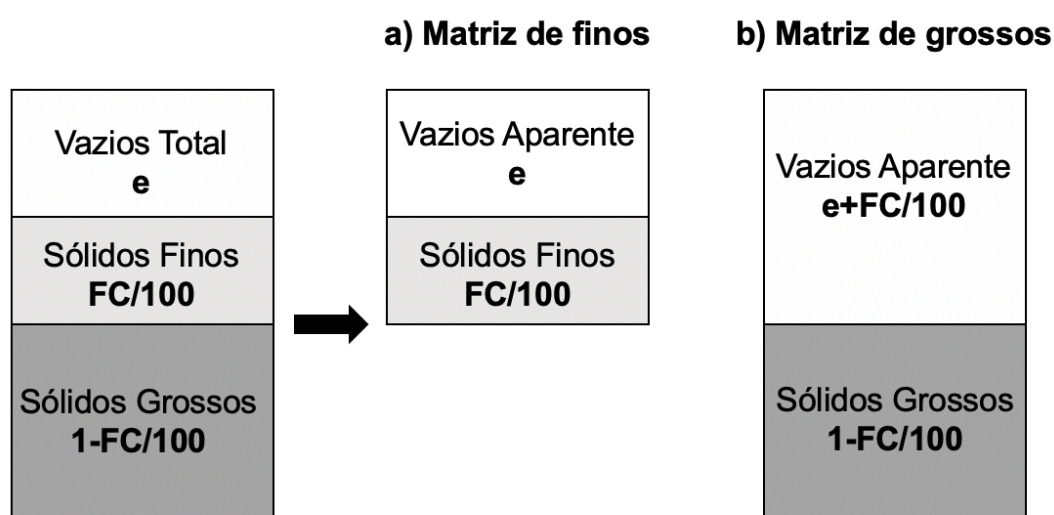


Fonte: Adaptado de Thevanayagam *et al.* (2002).

Thevanayagam *et al.* (2002) afirmam que o índice de vazios não é apropriado para avaliar o comportamento de misturas, dada as possibilidades de microestruturas que podem ser formadas. Um mesmo índice de vazios pode estar associado a diferentes teores de finos e resultar em diferentes comportamentos. Os autores consideram como mais apropriado a utilização do índice de vazios intergranular (e_s – *intergranular void ratio*) e o índice de vazios interfino (e_f – *interfine void ratio*) introduzidos por Thevanayagam (1998).

O e_s representa o índice de vazios da fração grossa se os finos fossem retirados dos vazios, obtido de acordo com a Equação 1. Esse índice deve ser utilizado quando se trata de uma matriz de partículas grossas. Para o caso de misturas com altos teores de finos, o material se comportaria como sendo formado apenas por partículas finas com índice de vazios igual a e_f , calculado de acordo com a Equação 2. As equações foram obtidas a partir do diagrama de fases da Figura 3.6, com a consideração de que o volume de sólidos é igual a unidade e que a massa específica dos finos e grossos são iguais. No caso a), os finos são predominantes e o volume correspondente aos grãos de areia é considerado igual a zero. No caso b), os finos são considerados como ocupando os vazios formados pelos grossos.

Figura 3.6 - Diagrama de fases.



Fonte: Adaptado de Thevanayagam (1998).

$$e_s = \frac{e + \frac{FC}{100}}{1 - \frac{FC}{100}}$$

Equação 1

$$e_f = \frac{e}{\frac{FC}{100}} \quad \text{Equação 2}$$

Na qual:

e_f – índice de vazios interfino;

FC – teor de finos (*fines content*);

e – índice de vazios da mistura.

O índice de vazios intergranular proposto por Thevanayagam (1998) foi adaptado (conforme Equação 3) e utilizado por Monkul & Ozden (2007) e Cabalar (2011) para analisar o comportamento compressivo de misturas, através de ensaios de compressão edométrica. A partir da correlação entre o índice de vazios intergranular e o teor de finos os autores propõem a determinação de um teor de finos de transição (FC_t - *transition fines content*). O FC_t também é utilizado para estudar a resistência ao cisalhamento das misturas submetidas a ensaios de cisalhamento direto. A discussão acerca da resistência será abordada no Capítulo 4.

$$e_s = \frac{e + \frac{G}{G_f} \cdot \frac{FC}{100}}{\frac{G}{G_s} \left(1 - \frac{FC}{100}\right)} \quad \text{Equação 3}$$

Na qual:

e_s – índice de vazios intergranular;

G_f – Massa específica dos finos;

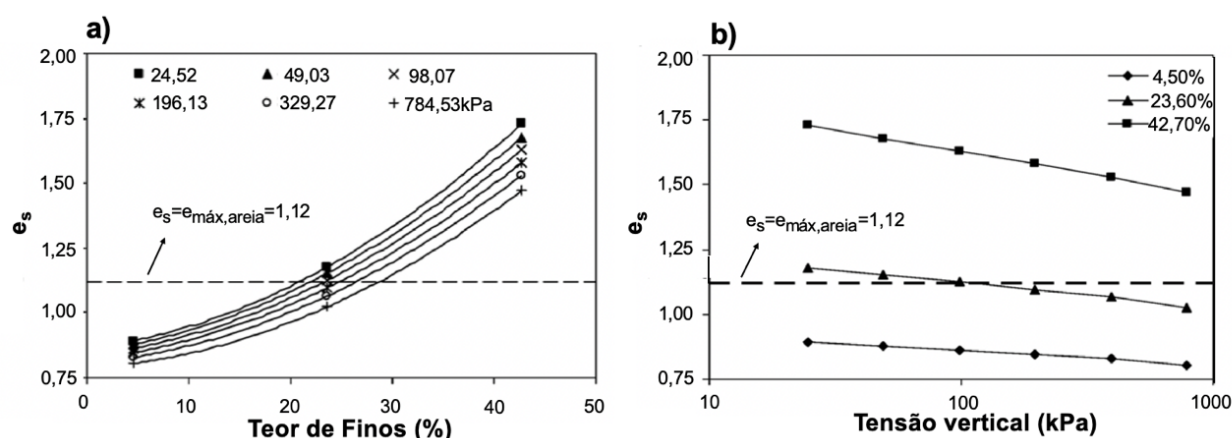
G_s – Massa específica das partículas grossas;

G – Massa específica da mistura.

Na pesquisa, Monkul & Ozden (2007), analisaram o comportamento de misturas de areia e caulinita. Na Figura 3.7-a) é possível observar a variação do e_s com o teor de finos sob as diferentes tensões aplicadas nos ensaios de compressão edométrica. Para os autores, o FC_t ocorre quando o e_s é igual ao índice de vazios máximo da areia ($e_s = e_{\text{máx, areia}}$), sendo esse o momento que ocorre o contato direto entre os grãos de areia. Graficamente o valor é determinado pela interseção da linha

tracejada com as curvas, na Figura 3.7-a). Como resultado, observaram que o FC_t depende da tensão vertical aplicada, sendo tão maior quanto maior a tensão. Os valores de FC_t variaram entre 20,9% e 28,9% para tensões que variaram entre 24,52 e 784,53 kPa.

Figura 3.7 – Variação do e_s a) com o teor de finos para diferentes tensões e b) com a tensão edométrica para diferentes teores de finos.



Fonte: Adaptado de Monkul & Ozden (2007).

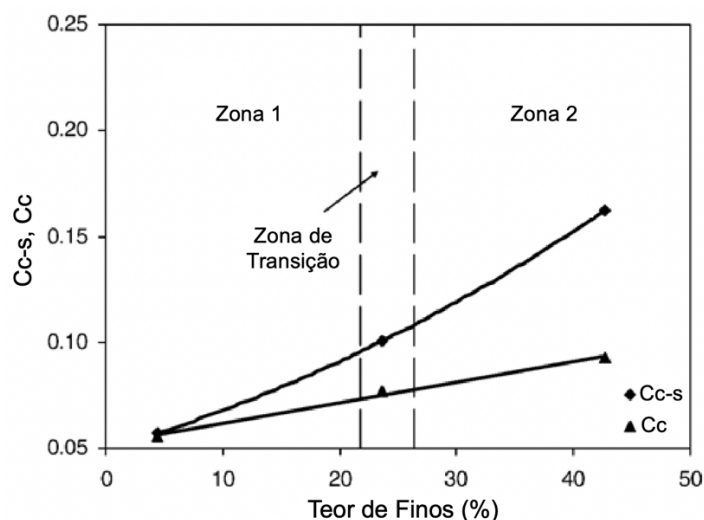
A Figura 3.7-b) mostra a variação do e_s com a tensão edométrica para diferentes teores de finos. À medida que a tensão aplicada aumenta, os grãos de areia vão ficando mais próximos. Graficamente, o contato entre os grãos ocorre quando a curva de compressão intercepta a reta tracejada, formando um esqueleto de areia com contatos grão a grão. Para a mistura com 23,60% de finos, por exemplo, esse tipo de contato começa a ocorrer quando a tensão aplicada no ensaio edométrico é igual a 100 kPa.

Os autores também estabelecem correlação entre o teor de finos, o índice de compressão, C_c , e o índice de compressão granular, C_{c-s} (Figura 3.8). A definição do último é semelhante ao do primeiro. A diferença entre os dois é que o C_{c-s} considera a variação do e_s (Equação 4). Como conclusão, observaram que, o C_c aumenta linearmente com o aumento de finos, enquanto o ajuste para o C_{c-s} apresentou mudança de inclinação logo após a zona de transição. Os autores afirmam que esse parâmetro pode ser utilizado para avaliar a influência das partículas grossas no comportamento compressivo de misturas.

$$C_{c-s} = \frac{\Delta e_s}{\Delta \log \sigma'}$$

Equação 4

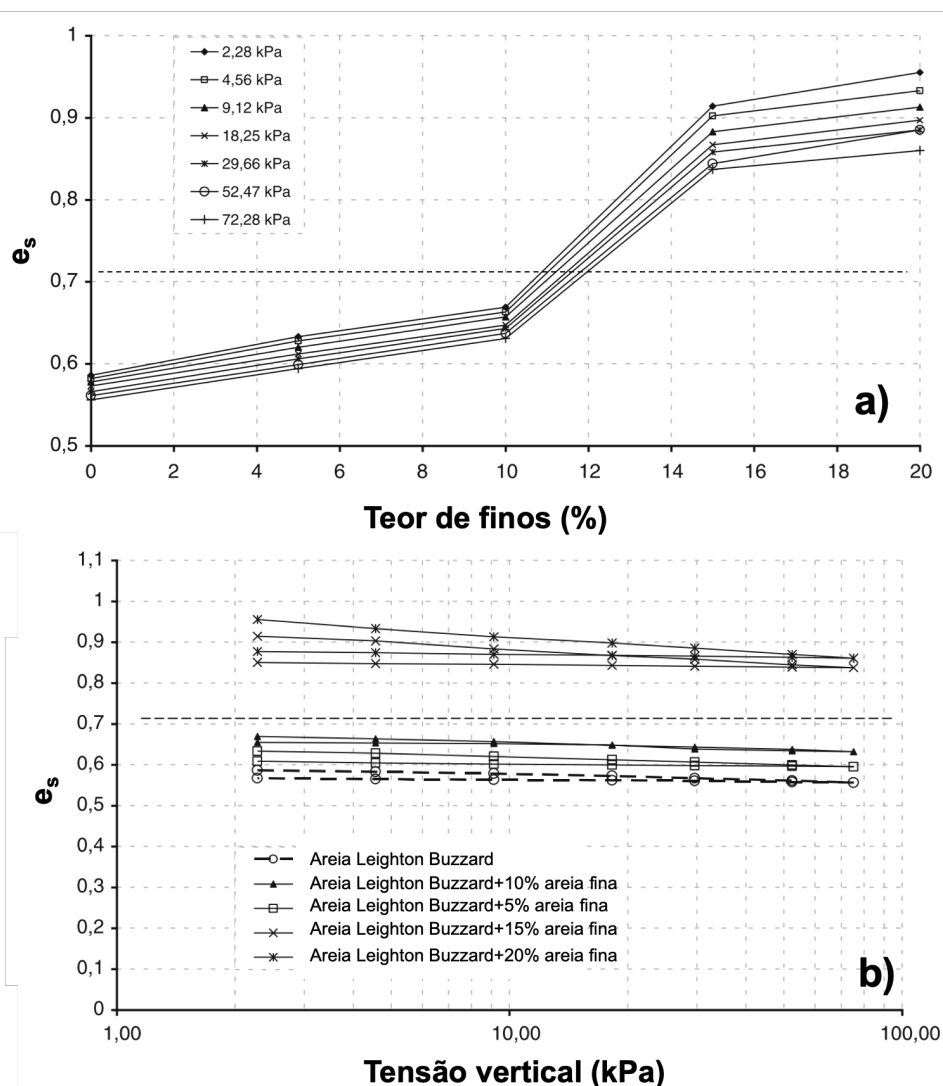
Figura 3.8 - Variação dos índices de compressão com o teor de finos.



Fonte: Adaptado de Monkul & Ozden (2007).

Cabalar (2011), seguindo a mesma metodologia proposta por Monkul & Ozden (2007), analisou misturas compostas apenas por areia. Nesse caso, as partículas grossas foram representadas por areia grossa e arredondada (areia de Leighton Buzzard), e os finos por areia fina e angular, nas proporções de 5,10,15 e 20% de areia fina. O teor de finos de transição determinado pela interseção da reta tracejada com as curvas resultou num valor médio de 10,85%, conforme Figura 3.9-a). A Figura 3.9-b) apresenta a variação do e_s com a tensão para diferentes teores de finos. Observa-se que para os teores de areia fina de 15 e 20%, as curvas da compressão edométrica estão localizadas acima da reta tracejada ($e_s = e_{máx, areia}$). Ou seja, para esses teores as partículas de areia fina estão presentes em quantidade suficiente para impedir que os contatos entre os grãos da areia grossa ocorram. O FC_t igual a 10,85% explica o fato das curvas de compressão referentes a 15 e 20% de finos estarem acima da reta tracejada e as curvas de 5 e 10% de finos estarem abaixo.

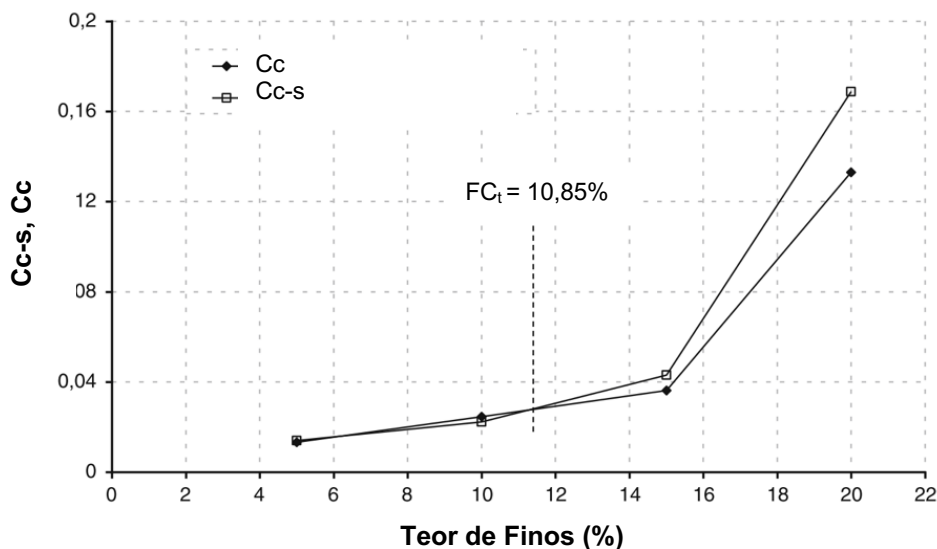
Figura 3.9 - Variação do e_s com a) o teor de finos e b) com a tensão vertical.



Fonte: Adaptado de Cabalar (2011).

Em relação à variação dos parâmetros de compressibilidade C_c e C_{c-s} com o teor de finos (Figura 3.10), Cabalar (2011) verificou que antes de atingir o teor de finos de transição há um comportamento menos compressivo dominado pelas partículas de areia grossa. Após o teor de finos de transição esse comportamento tende a ser mais compressivo devido ao aumento do teor de areia fina. Além disso, é possível perceber que a divergência entre os valores de C_c e C_{c-s} crescem significativamente após o teor de finos de transição.

Figura 3.10 - Variação dos parâmetros de compressibilidade com o teor de finos.

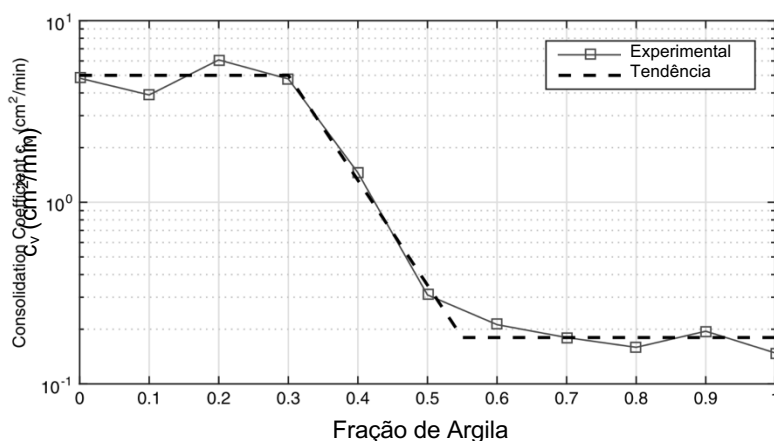


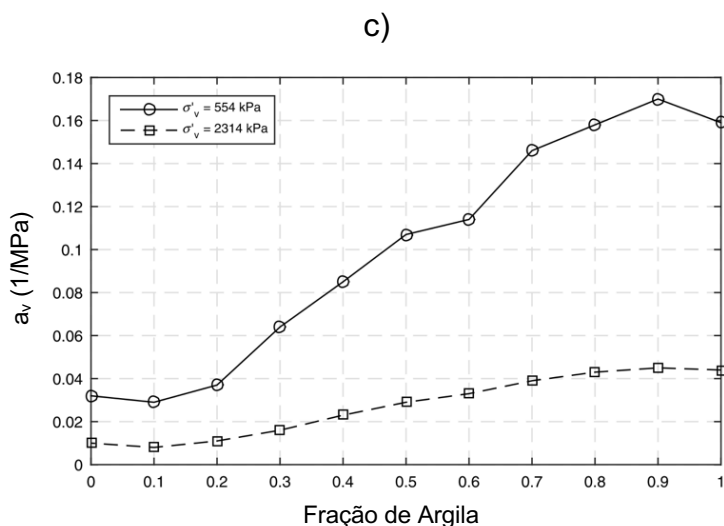
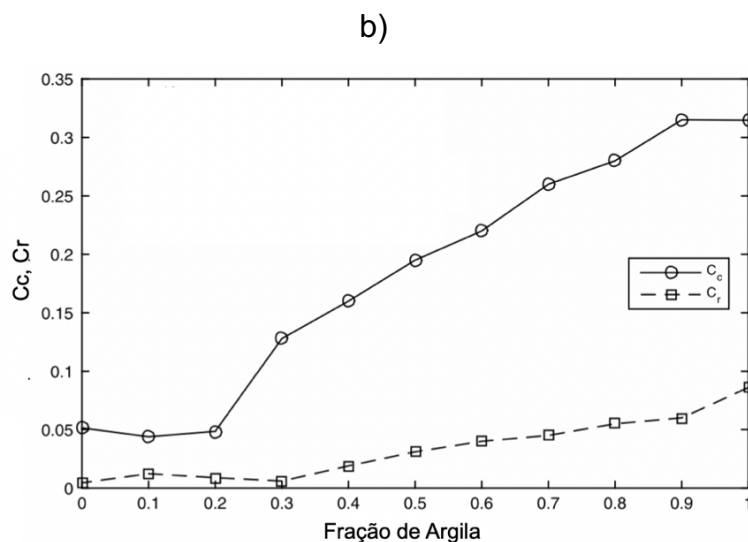
Fonte: Adaptado de Cabalar (2011).

A influência do teor de finos nos parâmetros de compressibilidade foi mais detalhadamente estudada por Simpson & Evans (2014), porém sem correlacionar com o índice de vazios. Os autores avaliaram misturas de areia e caulinita com proporções de caulinita variando de 0 a 100%, moldadas com o teor de umidade igual a duas vezes o limite de liquidez. Os gráficos da Figura 3.11 apresentam os resultados obtidos ao analisar o índice de compressão (C_c) e recompressão (C_r), o coeficiente de adensamento (c_v) e coeficiente de compressibilidade (a_v).

Figura 3.11 – Variação do a) c_v b) C_c , e c) a_v com o teor de finos.

a)





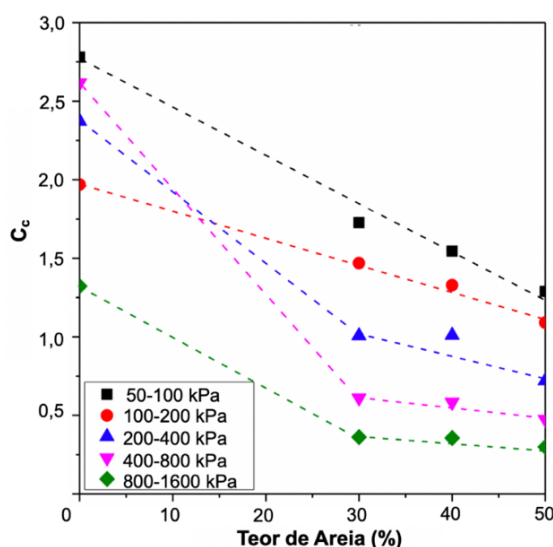
Fonte: Adaptado de Simpson & Evans (2014).

O coeficiente de adensamento, como pode ser visto na Figura 3.11-a), apresentou três zonas de comportamento: até 30% de finos o valor de c_v é praticamente constante; entre 30 e 60% diminui linearmente; e acima de 60% volta a ficar praticamente constante. Conforme observado pelos autores e pode ser percebido nas Figura 3.11-b) e c), o C_c e o a_v apresentam a mesma tendência de variação. Até 20% de caulinita, os parâmetros se mantêm aproximadamente constantes, sendo praticamente igual aos valores exibidos pela areia. Excedendo esse valor, a tendência é o aumento da compressibilidade, com aumento do C_c e do a_v . O índice de recompressão, por sua vez, se mantém constante até aproximadamente 30% de finos e aumenta para teores mais elevados. De acordo com os autores, isso acontece pois durante o carregamento dos materiais que apresentam menos de 30% de finos, os finos são expulsos dos vazios e ocorre a formação de um esqueleto rígido de areia,

fazendo com que durante o descarregamento o C_r se mantenha praticamente constante. Acima de 30%, os finos encontram-se em quantidade suficiente para prevenir a formação de tal esqueleto, causando a variação do C_r .

Resultado semelhante foi obtido por Deng *et al.* (2017) para o índice de compressão. As misturas eram compostas por diferentes proporções de bentonita e caulinita com adição de areia quartzosa. Verificou-se que o aumento da porcentagem de areia provoca diminuição no índice de compressão. O gráfico da Figura 3.12 permite a análise simultânea da influência da concentração de areia e do intervalo de tensão considerado no C_c .

Figura 3.12 - Relação entre o índice de compressão e a porcentagem de areia.

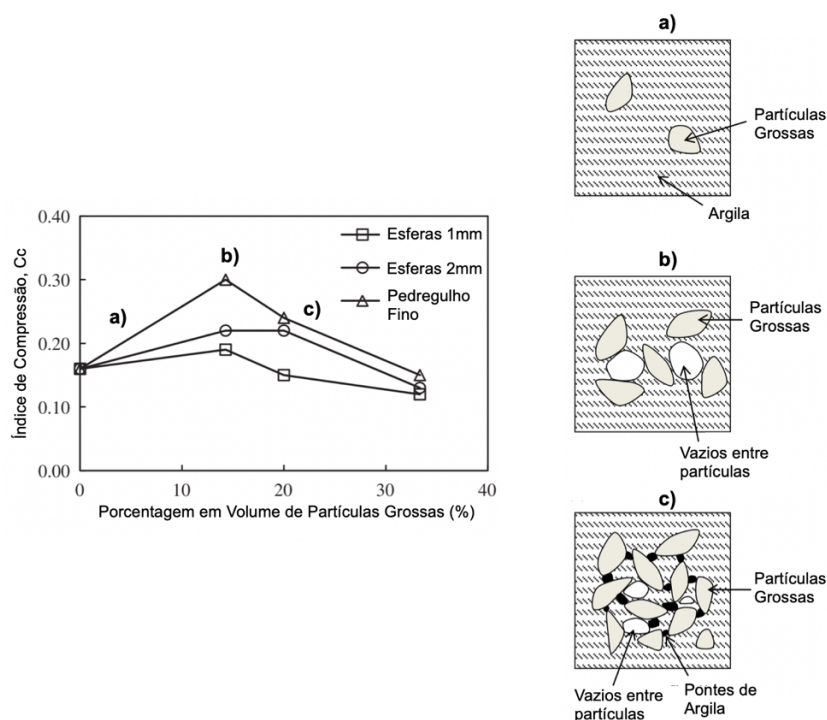


Fonte: Adaptado de Deng *et al.* (2017).

Nos trabalhos de Watabe *et al.* (2011) e Simpson & Evans (2014), por exemplo, não fica clara a influência da tensão considerada na análise da influência do teor de finos no índice de compressão. A Figura 3.12 mostra, entretanto, que o intervalo de tensão considerado influencia no comportamento observado para o índice de compressão. Para tensões de até 200 kPa, a redução no índice de compressão é linear. Quando consideradas tensões maiores, a porcentagem de areia a partir de 30% representa mudança na compressibilidade das misturas, que passa a ser governada por um esqueleto de areia independente da matriz de finos (Deng *et al.*, 2017). Segundo os autores, esse esqueleto se forma sob tensão iguais ou maiores a 400 kPa, para as misturas estudadas.

Diferentemente dos demais trabalhos citados, Fei (2016) observou que a compressibilidade aumenta com a adição de partículas grossas até determinado valor e depois diminui. O autor estudou misturas de argila com adição de esferas de aço e também de argila com adição de pedregulhos finos. O aumento do índice de compressão ocorre até determinado valor limite (aproximadamente 14% de partículas grossas) e depois diminui (Figura 3.13). A explicação para tal resultado foi dada a partir da microestrutura formada com a adição de partículas grossas. Quando essas partículas estão presentes em baixas concentrações (Figura 3.13-a), os grãos encontram-se bastante afastados e a compressibilidade é semelhante à da argila. Aumentando a concentração até determinado valor limite (Figura 3.13-b), ocorre a formação de vazios nas interfaces entre os grãos grossos e finos, o que leva ao aumento da compressibilidade. Ao ultrapassar esse limite (Figura 3.13-c), as partículas grossas e finas começam a formar um esqueleto mais estável, reforçado por pontes de argila presentes entre os grãos do material grosso, formadas durante a compactação da amostra.

Figura 3.13 - Variação do C_c com o teor de partículas grossas e esquema da microestrutura.



Fonte: Adaptado de Fei (2016).

Os ensaios edométricos realizados por Fei (2016) com as misturas formadas por três diferentes tipos de partículas grossas, permitiram ao autor analisar o efeito do tamanho e do formato dos grãos no índice de compressão. As misturas compostas por argila e pedregulho fino de formato angular apresentaram maior compressibilidade do que as misturas compostas pelas esferas de aço, devido a maior formação de vazios entre as partículas angulares. Aquelas formadas por argila e esferas de aço de menor diâmetro exibiram menor compressibilidade do que aquelas com maior diâmetro, uma vez que as partículas menores apresentam maior superfície de contato e aumentam a interação entre os grãos grossos e finos.

3.2.1 Compressão intrínseca

As propriedades intrínsecas de compressão foram introduzidas por Burland (1990) para descrever propriedades de argilas reconstituídas no teor de umidade igual ou 1,5 vezes maior do que o limite de liquidez. O termo intrínseco se refere as propriedades inerentes ao solo, ou seja, independentes da estrutura do solo em seu estado natural. O termo estrutura se refere a combinação entre o *fabric* e o *bonding*, ou seja, o esqueleto formado pelo arranjo das partículas e a aderência entre estas, respectivamente.

A determinação da curva de compressão intrínseca, a partir dos parâmetros intrínsecos, permite verificar a existência da estrutura do solo ao ser comparada com a curva de compressão do material em seu estado natural, ou seja, as curvas de compressão por sedimentação (Mitchell & Soga, 2005). A última é determinada a partir de um conjunto de amostras indeformadas, coletadas de diferentes profundidades, para as quais sejam conhecidos os índices de vazios e as correspondentes tensões confinantes *in situ*.

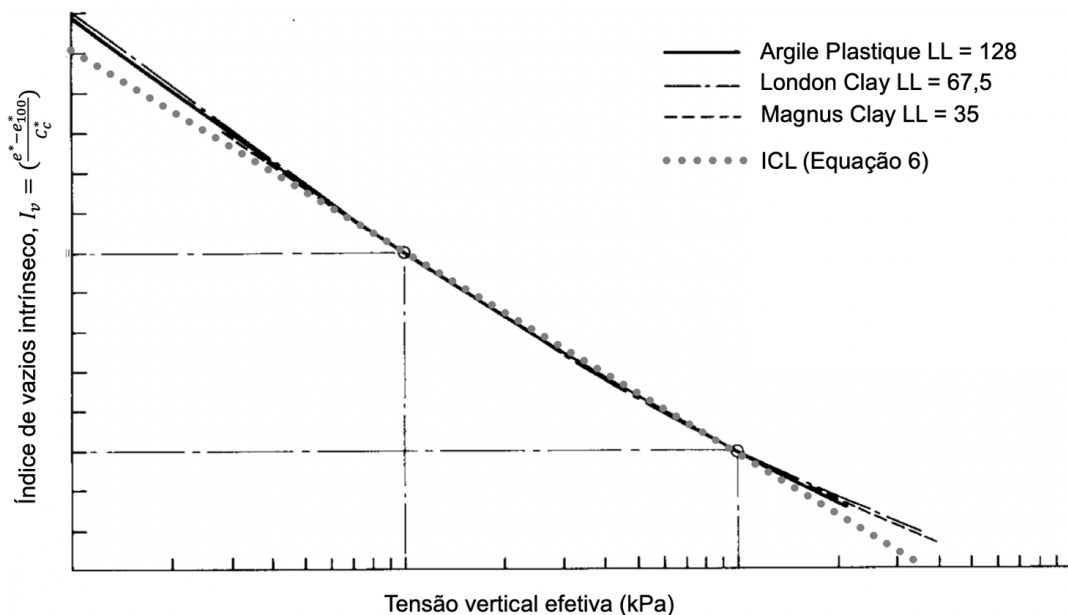
Para o estudo da compressão intrínseca, Burland (1990) definiu novos parâmetros. O índice de compressão intrínseca, C_c^* , foi definido como a diferença entre os índices de vazios para as tensões de 100 kPa e 1000 kPa, $e_{100}^* - e_{1000}^*$. Os índices de vazios são definidos na curva de compressão obtida no ensaio edométrico com as amostras reconstituídas no LL. Foi definido também o índice de vazios intrínseco, I_v , dado pela Equação 5. Tal parâmetro representa a medida da compacidade intrínseca de um sedimento. Quando I_v é menor que zero o sedimento está compacto e quando maior que zero o sedimento está fofo.

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C_c^*} \quad \text{Equação 5}$$

A relação entre I_v e o $\log \sigma'_v$ resulta na linha de compressão intrínseca, a ICL (*Intrinsic Compression Line*). A partir de resultados de ensaios edométricos com argilas reconstituídas com teores de umidade variando entre o LL e 1,5 vezes o LL, Burland (1990) verificou que a ICL é única e pode ser representada pela Equação 6. A Figura 3.14 exibe as curvas de compressão intrínsecas normalizadas a partir da Equação 6, e que possibilitaram a definição da ICL.

$$I_v = 2,45 - 1,285 \log \sigma'_v + 0,015 (\log \sigma'_v)^3 \quad \text{Equação 6}$$

Figura 3.14 - Curvas de compressão intrínseca normalizadas resultando na ICL determinada por Burland (1990).



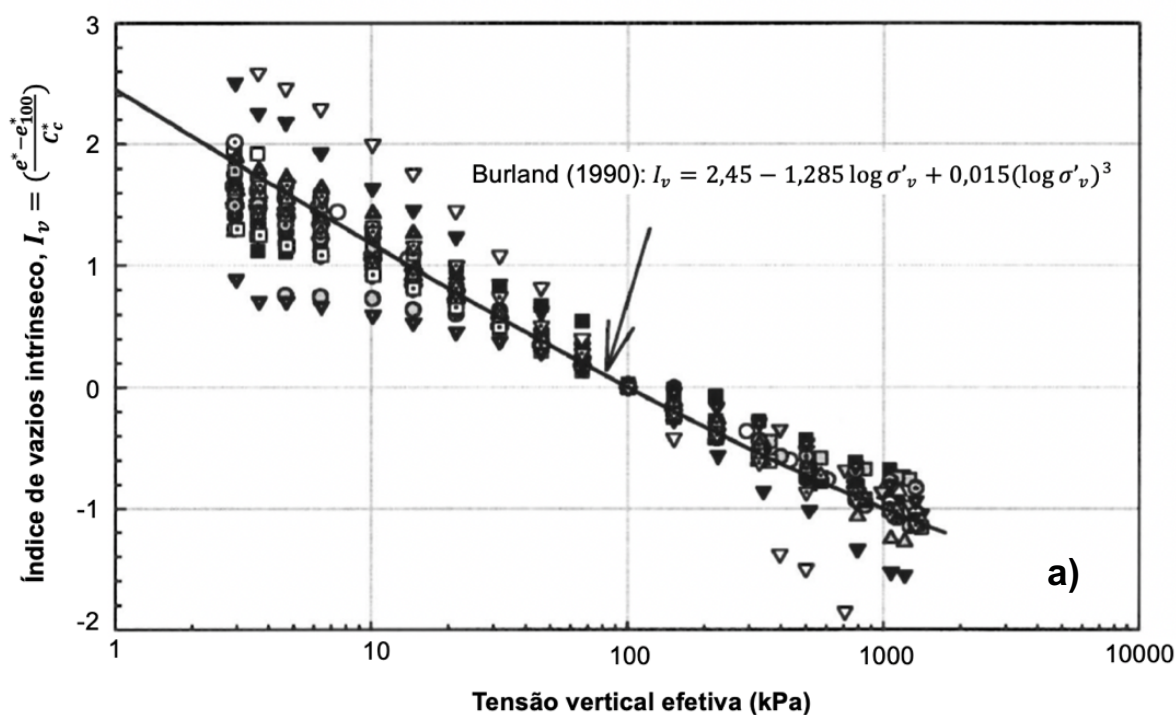
Fonte: Adaptado de Burland (1990).

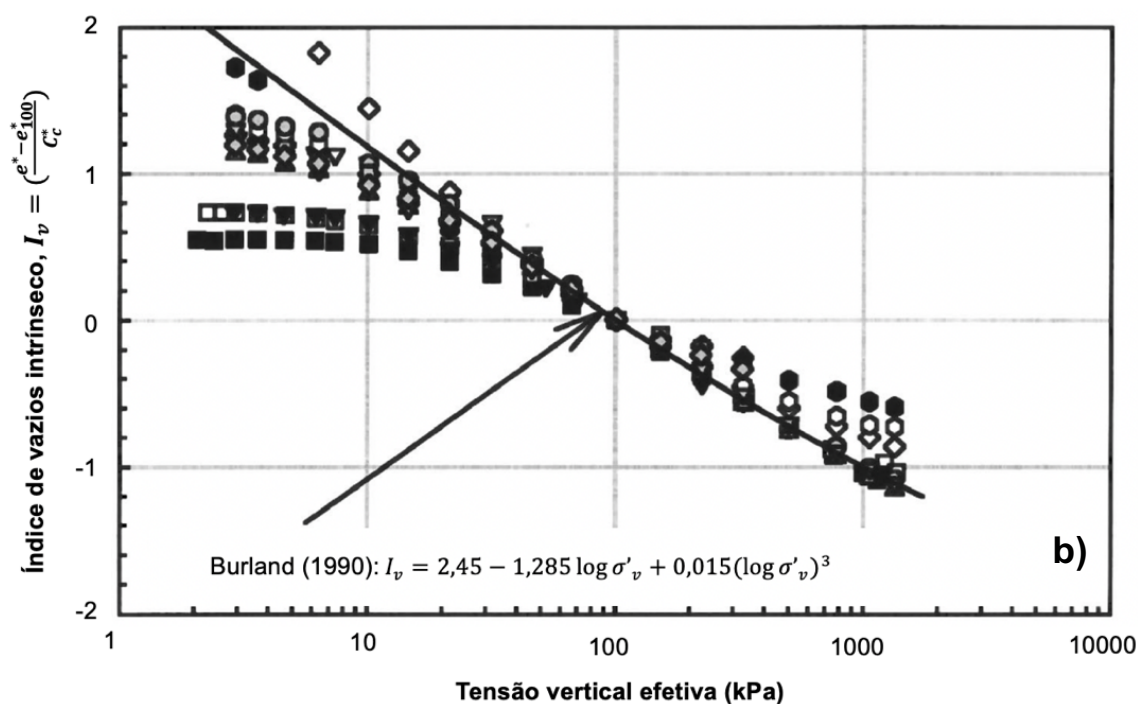
Segundo Burland (1990), a ICL é insensível às condições do ensaio e a incrementos de carga acima da unidade. No entanto, para tensões menores que 100 kPa podem ser identificadas divergências entre as curvas. Para tensões maiores ou iguais a 100 kPa a ICL pode ser bem definida, desde que o teor de umidade seja maior ou igual ao LL e menor ou igual a 1,5 vezes o LL, e os incrementos de carga permitam a ocorrência do adensamento primário.

Chu *et al.* (2017) afirma que a análise proposta por Burland (1990) é reconhecidamente consistente para avaliar a compressibilidade de solos naturais e reconstituídos. Contudo, os autores acreditam que quando se trata de solos com argilas de diferentes composições ou com características especiais, a definição de uma única ICL pode não ser adequada.

A possibilidade da ICL não ser única foi investigada por Cerato & Lutenecker (2004). Resultados de ensaios de compressão edométrica de 35 argilas naturais e 18 argilas puras reconstituídas com teor de umidade 1,25 vezes o limite de liquidez mostraram que, provavelmente, não é possível definir uma única ICL para todos os solos. A Figura 3.15 mostra as curvas de compressão normalizadas para argilas naturais (Figura 3.15-a) e para argilas puras (Figura 3.15-b) sendo comparadas com a ICL proposta por Burland (1990). Como pode ser visto, as curvas divergem para tensões menores que 100 kPa, convergindo quando próximo de 100 kPa, e divergindo novamente para tensões superiores.

Figura 3.15 - Índice de vazios intrínseco versus tensão vertical efetiva para a) argilas naturais e b) argilas puras.



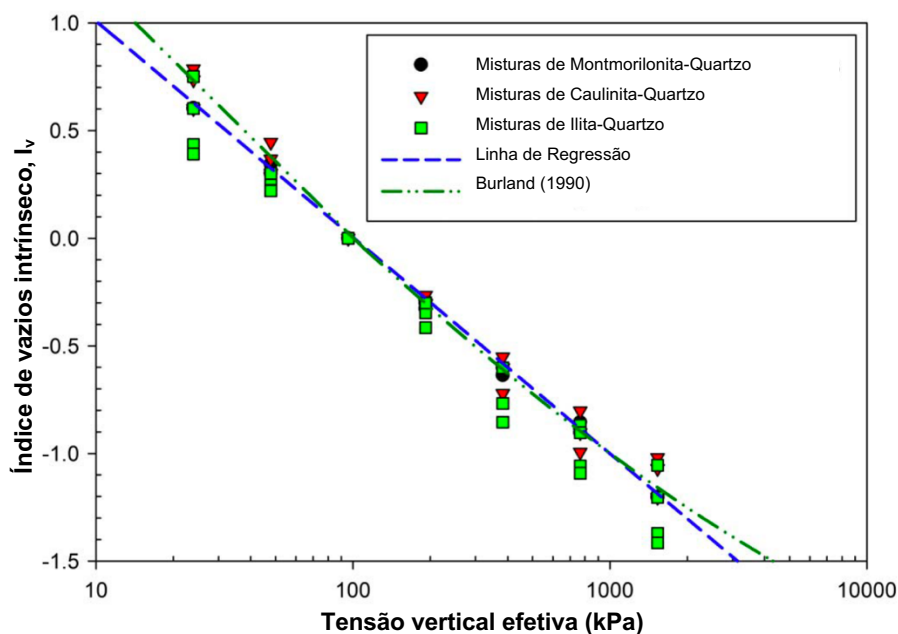


Fonte: Adaptado de Cerato & Lutenegeger (2004).

Em contraste, Tiwari & Ajmera (2012) verificaram ser possível ajustar uma única ICL para 55 misturas de quartzo, caulinita, ilita e montmorilonita em diferentes proporções (10, 20, 40, 50, 60, 70, 80 e 100% de argila) e com teores de umidade iguais a 1xLL, 1,25xLL, 1,5xLL e 1,75xLL. Dessa forma, foram verificadas a influência da mineralogia, da fração de argila e das condições iniciais de moldagem na compressibilidade intrínseca. A Figura 3.16 exibe o gráfico da variação do índice de vazios intrínseco pela tensão vertical efetiva, no qual consta os dados normalizados das curvas de compressão das misturas de montmorilonita/caulinita/ilite e quartzo. O ajuste dos pontos resultou em um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,995.

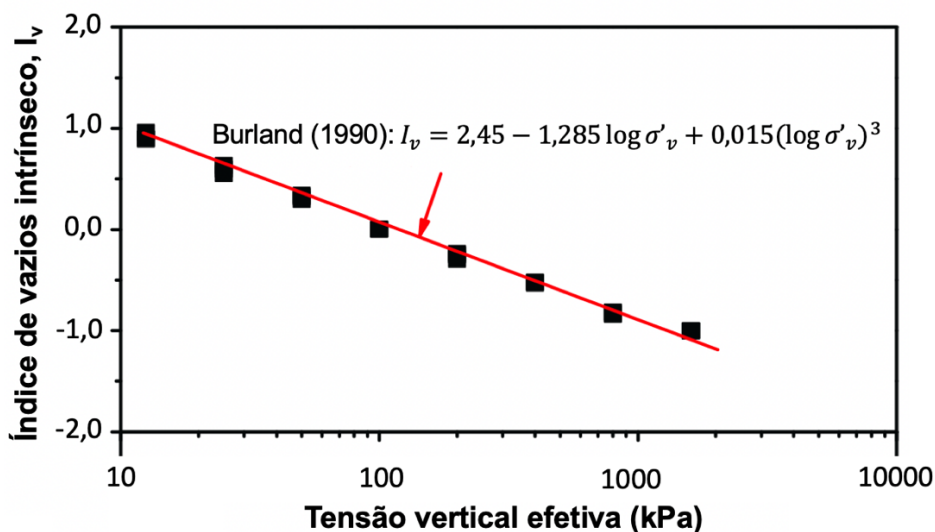
Um dos principais objetivos do estudo de Chu *et al.* (2017) foi contribuir para a compreensão dos fatores que influenciam a compressibilidade intrínseca e que podem ser a causa das divergências encontradas, por exemplo, nos trabalhos de Cerato & Lutenegeger (2004) e Tiwari & Ajmera (2012). A pesquisa consistiu em ensaios edométricos com amostras de argila pura e misturas de caulinita/bentonita e areia. As frações de areia nas misturas variaram em 0%, 30%, 40% e 50% em massa. A curva de compressão normalizada para as argilas puras, conforme pode ser observado na Figura 3.17, apresentou excelente concordância com a ICL proposta por Burland (1990).

Figura 3.16 – Índice de vazios intrínseco versus tensão vertical efetiva para as misturas de quartzo, montmorilonita, caulinita e illita.



Fonte: Adaptado de Tiwari & Ajmera (2012).

Figura 3.17 – Índice de vazios intrínseco versus tensão vertical efetiva para argilas puras.



Fonte: Adaptado de Chu *et al.* (2017).

Ao contrário das argilas puras, as misturas de areia e argila não se ajustaram a ICL, o que segundo os autores ocorreu devido a presença de partículas incompressíveis de areia. Assim, julgaram necessário adaptar os parâmetros de compressibilidade intrínseca, levando em consideração um sistema de quatro fases

para representar as misturas de areia e argila. O índice de vazios intrínseco modificado, I_{vc} (Equação 7), passou a depender do índice de vazios da argila, e_c , calculado a partir das Equações 8 e 9. O índice de compressão modificado, C_{cc} , é obtido conforme o diagrama esquemático da Figura 3.18.

$$I_{vc} = \frac{e_c - e_{c100}}{C_{cc}} \quad \text{Equação 7}$$

$$e_c = \frac{G_{sc}\rho_w}{\rho_{dc}} - 1 \quad \text{Equação 8}$$

$$\rho_{dc} = \frac{(w_c/100)\rho_m G_{ss}\rho_w}{G_{ss}\rho_w[(1 + w_m)/100] - \rho_m[(1 - w_c)/100]} \quad \text{Equação 9}$$

ρ_{dc} – massa específica seca da argila;

w_c – porcentagem de argila;

ρ_m – massa específica da mistura;

G_{ss} – massa específica dos sólidos da areia;

ρ_w – massa específica da água;

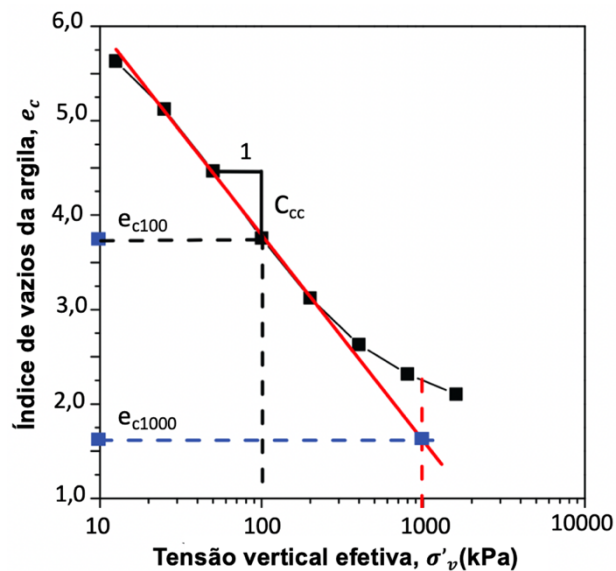
w_m – teor de umidade da mistura;

G_{sc} – massa específica dos sólidos da argila;

e_{c100} – índice de vazios da argila para tensão vertical igual a 100 kPa;

C_{cc} – índice de compressão modificado.

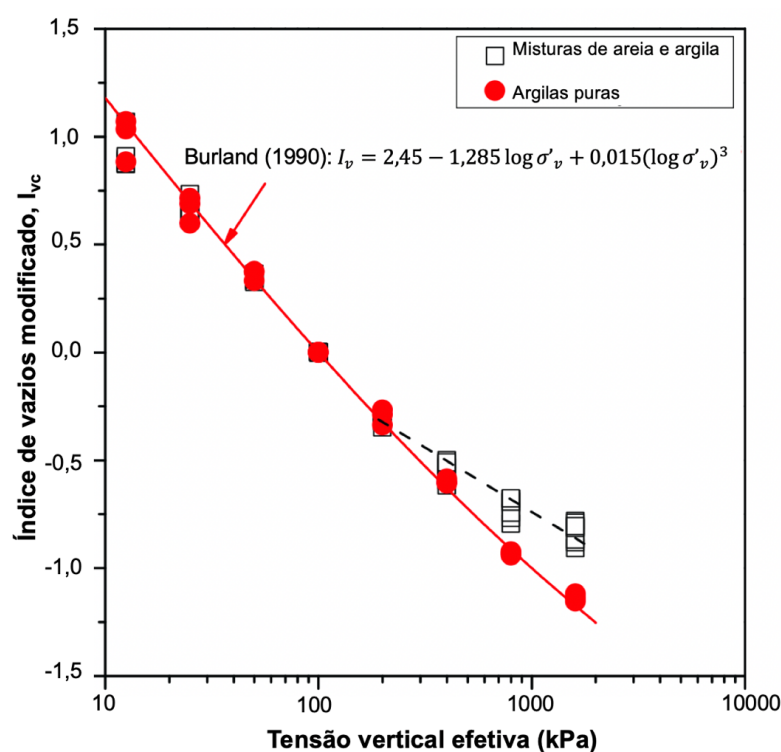
Figura 3.18 - Diagrama esquemático para determinação de e_{c100} e C_{cc} .



Fonte: Adaptado de Chu *et al.* (2017).

A partir da modificação dos parâmetros, os autores encontraram boa concordância para as misturas com a ICL proposta por Burland (1990) quando sob tensões verticais abaixo de 200 kPa (Figura 3.19). Para tensões maiores, observaram que as misturas divergiram da ICL, consequentemente se afastaram dos pontos da argila pura, apresentando menor compressibilidade. Segundo os autores, esse comportamento está relacionado com a formação de um esqueleto rígido de areia para tensões acima de 200 kPa para as misturas analisadas, o qual passa a governar a compressibilidade e causa a divergência observada.

Figura 3.19 - Índice de vazios intrínseco modificado versus tensão vertical efetiva para misturas de areia e argila.



Fonte: Adaptado de Chu *et al.* (2017).

3.3 Programa experimental, materiais e métodos

O programa experimental foi elaborado com o objetivo de caracterizar os materiais e verificar a influência do teor de finos na compressibilidade das misturas. As Figuras 3.20 e 3.21 mostram fluxogramas com as sequências seguidas na caracterização do material e no estudo do efeito dos finos na compressibilidade de misturas areia – finos, respectivamente.

Figura 3.20 – Fluxograma da etapa de caracterização dos materiais.

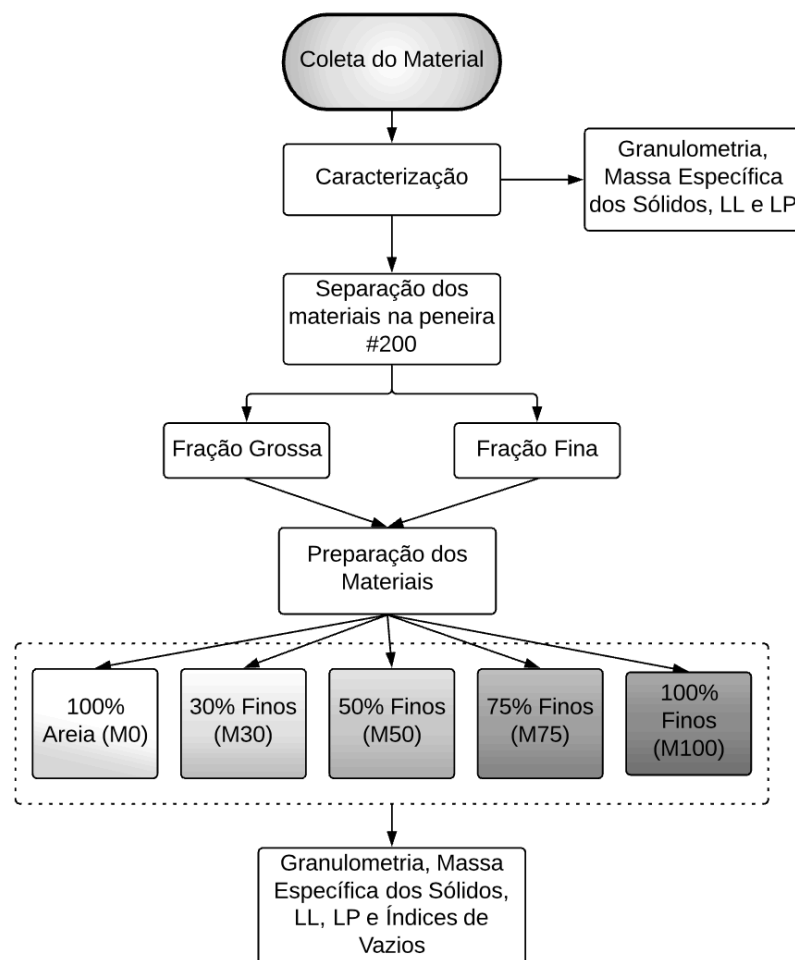
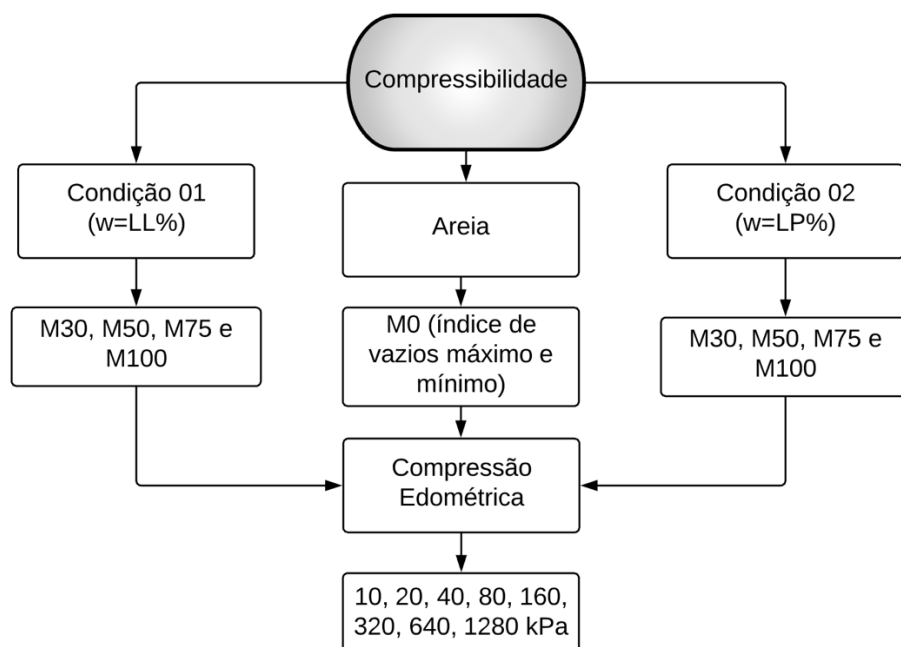


Figura 3.21 - Fluxograma para estudo da compressibilidade.



Em um primeiro momento foi feita a coleta e caracterização do solo em estudo. Para análise das misturas com diferentes teores de finos foi necessária a separação do material coletado nas frações areia e finos. De posse das frações, prosseguiu-se a preparação das misturas nos teores de 30%, 50% e 75% da massa de sólidos. Todos os materiais preparados, tanto as frações puras como as misturas, foram submetidos a ensaios de compressão edométrica para obtenção de parâmetros de compressibilidade. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN e um resumo dos mesmos encontra-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Resumo do programa experimental.

Etapas	Material	Tipo de Ensaio	Número de Ensaios
Caracterização	M0, M30, M50, M75, M100	Granulometria	5
		Limite de Liquidez	4
		Limite de Plasticidade	4
		Massa Específica dos Sólidos	4
		Índice de Vazios Mínimo	1
		Índice de Vazios Máximo	1
Compressibilidade	M0, M30, M50, M75, M100	Compressão Edométrica	10

3.3.1 Preparação das amostras e ensaios de caracterização

O material coletado foi submetido a ensaios de caracterização, que resultaram em uma areia argilosa (SC) com 33,6% de finos (porcentagem que passa na peneira #200). A massa específica dos sólidos foi igual a 2,64 g/cm³, o LL= 24% e o IP=8%. Análises mineralógicas identificaram quartzo e argilominerais do grupo da caulinita presentes na fração areia e argilominerais do grupo da caulinita presente na fração fina. Os grãos de areia foram observados com baixa esfericidade e rugosos, variando entre angulosos e subangulosos.

Os ensaios para estudo de compressibilidade e resistência ao cisalhamento foram executados com as frações de areia e de finos e com as misturas de areia com adição de finos nos teores de 30%, 50% e 75% da massa de sólidos. Para a preparação das misturas, foi feita a separação das frações que compõe o material coletado (Figura 3.22).

Figura 3.22 - Frações de finos e areia separadas.



A separação foi feita por meio dos processos de sedimentação e peneiramento. Primeiramente, o material coletado foi seco ao ar e destorroado. Em seguida, foi colocado em um recipiente com água para a formação de uma mistura com duas fases: areia e água com finos em suspensão. Após aproximadamente 10 segundos de repouso, a areia se sedimentava na parte inferior do recipiente. A fase líquida com finos em suspensão era, então, passada na peneira #200 (garantindo que apenas os finos fossem selecionados) e submetida a uma nova decantação. Posteriormente, era levada para secar em estufa. Após 24 horas, o material era destorroado e passado novamente na peneira #200, obtendo-se a fração de finos. A areia obtida no processo de sedimentação era lavada na peneira #200 e depois seca em estufa. Obtidas as frações, ambas foram armazenadas em sacos plásticos devidamente fechados e identificados.

As misturas foram preparadas com adição de finos nos teores de 30%, 50% e 75% da massa de sólidos. Para cada uma foram realizados ensaios de caracterização. Em relação aos métodos utilizados na caracterização, seguiu-se as diretrizes das normas brasileiras correspondentes. A análise granulométrica foi feita conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016), a massa específica dos grãos conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984), o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) de acordo com as NBR

6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. O ensaio de índice de vazios máximo foi realizado para o material M0, conforme a NBR 12004 (ABNT, 1990), pelo Método A. O índice de vazios mínimo foi determinado de acordo com a NBR 12051 (ABNT, 1991), pelo Método B.1, com auxílio de mesa vibratória de peneiramento e com o material seco. As curvas granulométricas são apresentadas na Figura 3.23. Nas Tabelas 3.2 e 3.3 constam os dados resultantes dos ensaios de caracterização e a quantidade em porcentagem das frações granulométricas dos solos (de acordo com a NBR 6502, 1995), respectivamente. A carta de plasticidade para os materiais estudados pode ser visualizada na Figura 3.24.

Figura 3.23 - Curvas granulométricas.

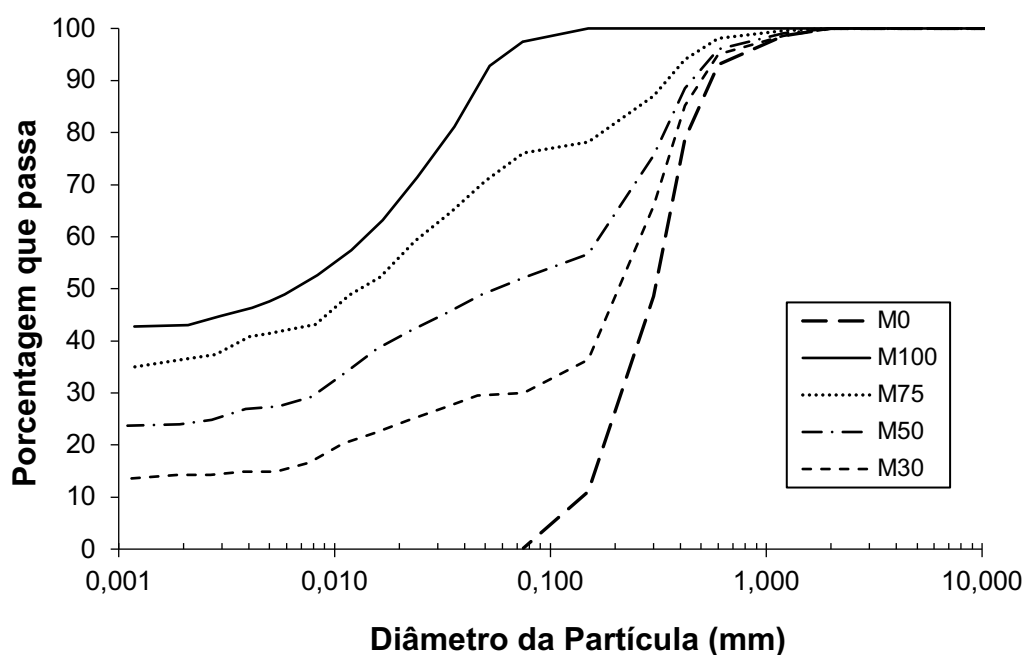


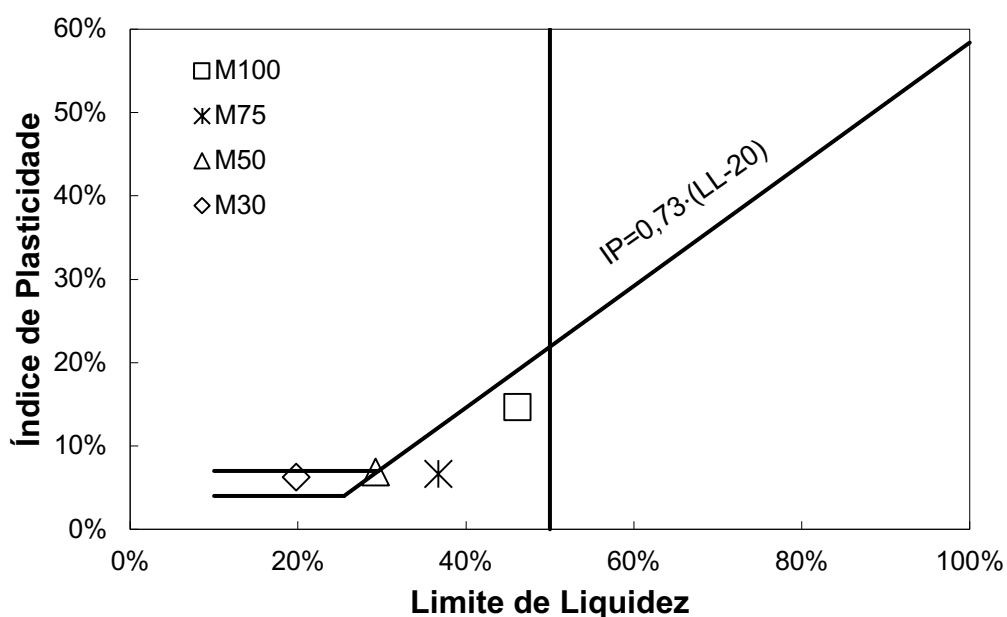
Tabela 3.2 - Frações granulométricas dos materiais.

Material	Porcentagem de Material					
	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
M0	0,0%	7,0%	69,4%	23,6%	0,0%	0,0%
M30	0,0%	4,9%	48,8%	16,5%	15,5%	14,3%
M50	0,0%	4,0%	33,1%	12,7%	26,4%	23,9%
M75	0,0%	2,0%	16,9%	8,2%	36,3%	36,5%
M100	0,0%	0,0%	0,0%	4,7%	52,2%	43,1%

Tabela 3.3 - Caracterização dos materiais.

Propriedade	Material				
	M0	M30	M50	M75	M100
Teor de Finos (%)	0,0	30,0	52,1	76,0	100,0
Classificação SUCS	SP	SM-SC	ML-CL	ML	ML
ρ_s (g/cm ³)	2,67	2,69	2,69	2,70	2,71
LL (%)	-	20%	29%	37%	46%
LP (%)	-	13%	22%	30%	31%
IP (%)	-	6%	7%	7%	15%
Atividade	-	0,4	0,3	0,2	0,3
D ₅₀ (mm)	0,25	0,2	0,006	0,015	0,007
D ₁₀ (mm)	0,15	-	-	-	-
CC	0,92	-	-	-	-
CNU	2,33	-	-	-	-
e _{máx.}	0,83	-	-	-	-
e _{mín.}	0,55	-	-	-	-

Figura 3.24 - Carta de Plasticidade.



3.3.2 Ensaio de Compressão Edométrica

Os ensaios de compressão edométrica foram realizados segundo recomendações da D2435 (ASTM, 2011). Os materiais utilizados na moldagem, a

célula de compressão edométrica e a prensa utilizada para os ensaios são mostrados na Figura 3.25. A Tabela 3.4 mostra os dados de moldagem dos corpos de prova.

Figura 3.25 - a) Materiais para a moldagem e célula de compressão edométrica; b) Prensa para ensaio de compressão edométrica.

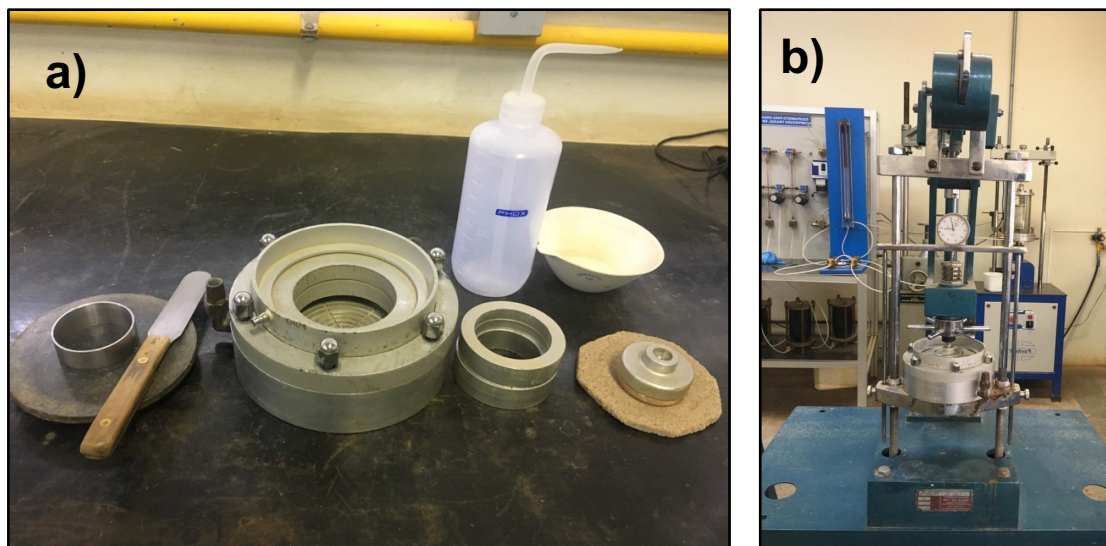


Tabela 3.4 - Condições de moldagem das amostras para o ensaio edométrico.

Tipo de Ensaio	Material	e_i	w_i (%)	n_i (%)	S_i (%)
Areia	M0 $e_{\text{máx.}}$	0,84	0,00	46,00	0,00
	M0 $e_{\text{mín.}}$	0,65	0,00	39,00	0,00
Condição 01	M30	0,52	19,40	34,00	100,00
	M50	0,83	27,60	45,00	90,40
	M75	0,99	35,90	50,00	98,10
	M100	1,24	44,00	55,00	96,40
Condição 02	M30	0,49	12,80	33,00	70,00
	M50	0,64	23,48	39,00	98,60
	M75	0,85	31,56	46,00	98,50
	M100	0,93	31,52	48,00	92,00

O material M0 foi moldado no índice de vazios máximo e mínimo. A areia era depositada no anel (50mm de diâmetro e 20mm de altura), já posicionado sobre a pedra porosa (Figura 3.26). Para os materiais M30, M50, M75 e M100 definiu-se a moldagem em duas condições: no limite de liquidez (condição 01) e no limite de

plasticidade (condição 02). A definição do limite de liquidez como condição de moldagem se deve ao fato de que, dessa forma, as amostras partiriam de uma mesma condição inicial. Além disso, considerou-se essa uma condição suficientemente desfavorável para a análise da compressibilidade, uma vez que a amostra estaria saturada. A segunda condição de moldagem definida foi o teor de umidade igual ao limite de plasticidade e também a redução de 25% do índice de vazios inicial. As condições foram definidas afim de se verificar a influência da condição inicial na variação dos parâmetros e no teor de finos de transição. A moldagem de todas as amostras foi feita com o auxílio de uma espátula depositando o material no anel, sempre tomando cuidado para que não se formassem vazios ou ocorresse exsudação.

Figura 3.26 - Corpo de prova do material M0.



Após a moldagem, os corpos de prova eram levados para a prensa para serem submetidos a tensões verticais de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa. Em todos os ensaios a amostra foi inundada com 10 kPa. Em relação a duração dos estágios de carregamento, todos permaneceram por tempo suficiente para que ocorresse a estabilização das deformações. Para os materiais M30, M50, M75 e M100, todos os estágios permaneceram por 24 horas. Para o material M0, duas horas foram necessárias para que essa estabilização ocorresse. Durante o descarregamento, as amostras foram submetidas às tensões de 640, 160, 40 e 10 kPa. As leituras foram feitas nos tempos de 0s, 7,5s, 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h

e 24h para as amostras da condição 01. Para as amostras moldadas na condição 02 as leituras foram feitas no início e no final dos estágios de carregamento.

3.4 Resultados e discussões

O estudo da compressibilidade compreendeu a realização de 10 ensaios de compressão edométrica. As Figuras 3.27 e 3.28 apresentam os resultados dos ensaios realizados para a condição 01. A Figura 3.29 apresenta a variação do índice de vazios com o teor de finos. Nas Figuras 3.30 e 3.31 são exibidos os resultados dos ensaios para a condição 02. O gráfico da Figura 3.32 exibe a variação do índice de vazios com o teor de finos.

Ao comparar os gráficos das Figuras 3.28 e 3.31, percebe-se que as deformações verticais específicas desenvolvidas pelas amostras na condição 01 foram mais elevadas. A amostra M30 em ambas as condições apresentaram deformações intermediárias entre as observadas para M0 e M100. É interessante observar que a M50 exibiu deformações muito próximas a M100 nas duas condições. Ou seja, uma mistura com 30% de finos exibe um comportamento intermediário em relação ao apresentado para a areia e para os finos. A adição de 50% de finos é suficiente para que a amostra se comporte como um material composto apenas por finos, em termos de deformação. As misturas com 75% de finos nas duas condições exibiram as maiores deformações, superiores a M100, sendo esse comportamento mais expressivo na condição 02. Esse resultado é semelhante ao observado por Fei (2016). Para essa concentração de partículas grossas, é provável que ocorra a formação de vazios nas interfaces entre os grãos de diferentes diâmetros, acarretando em uma compressibilidade maior do que a exibida pelo material composto apenas por finos.

Ainda em relação aos gráficos que correlacionam a deformação vertical específica com a tensão, percebe-se que as amostras com maiores teores de finos são mais influenciadas pelas condições iniciais de moldagem. Para ilustrar, considere-se as amostras M30 e M100. Para a amostra M30_C1, foi calculado ao final do ensaio $\varepsilon_v = 15,39\%$ e para a M30_C2, $\varepsilon_v = 15,16\%$. Enquanto isso, para a M100_C1 foi calculado $\varepsilon_v = 25,20\%$ e, para a M100_C2, $\varepsilon_v = 17,51\%$.

Os gráficos que correlacionam o índice de vazios com os teores de finos (Figura 3.29 e Figura 3.32) mostram que há um valor mínimo no índice de vazios devido a

adição de finos e que após atingir esse mínimo, o índice de vazios aumenta de maneira aproximadamente linear.

Figura 3.27 - Variação do índice de vazios com a tensão vertical para a condição 01.

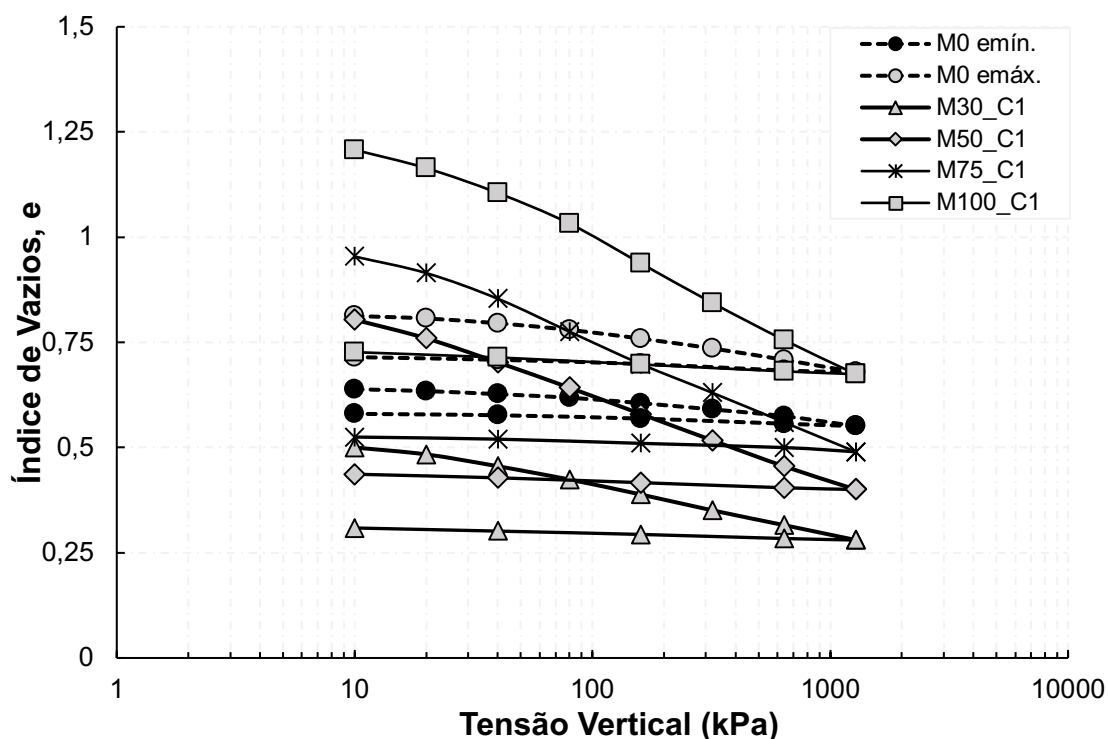


Figura 3.28 - Deformação vertical específica versus tensão vertical para as amostras moldadas na condição 01.

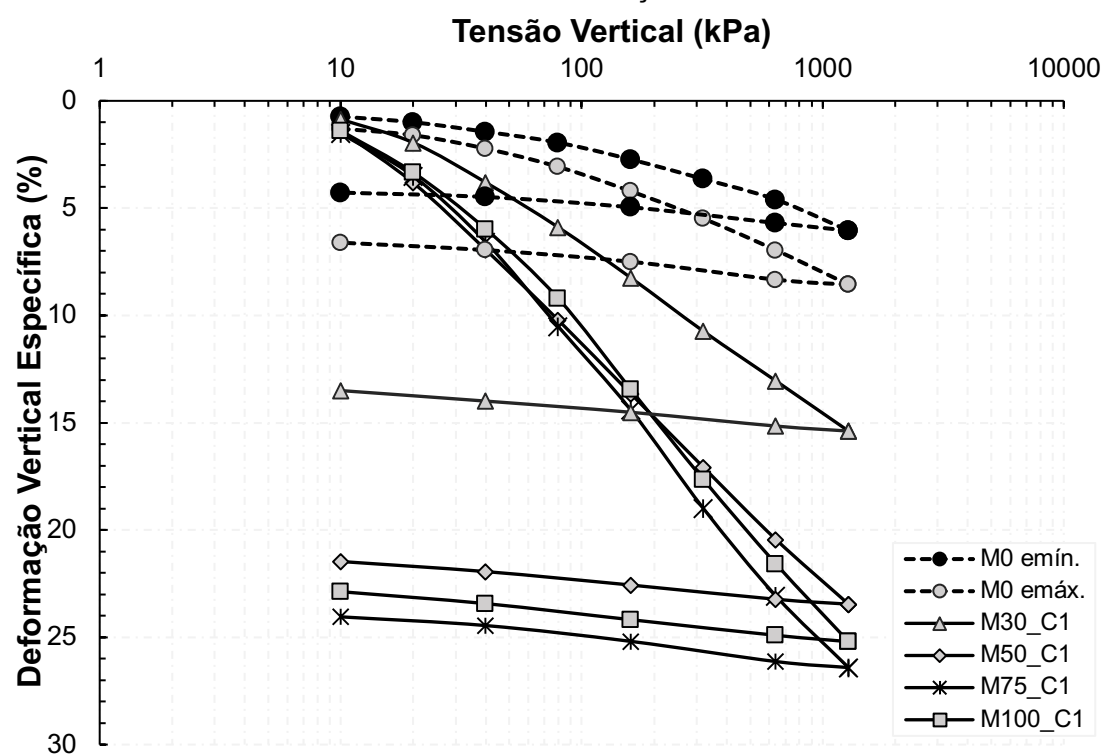


Figura 3.29 - Variação do índice de vazios com o teor de finos para a condição 01.

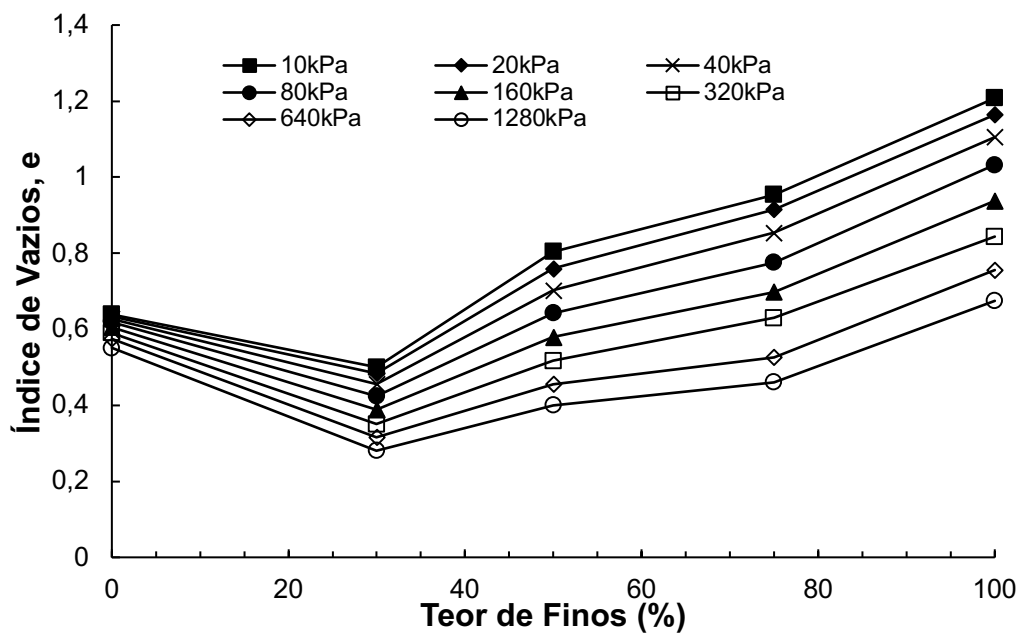


Figura 3.30 - Variação do índice de vazios com a tensão vertical para a condição 02.

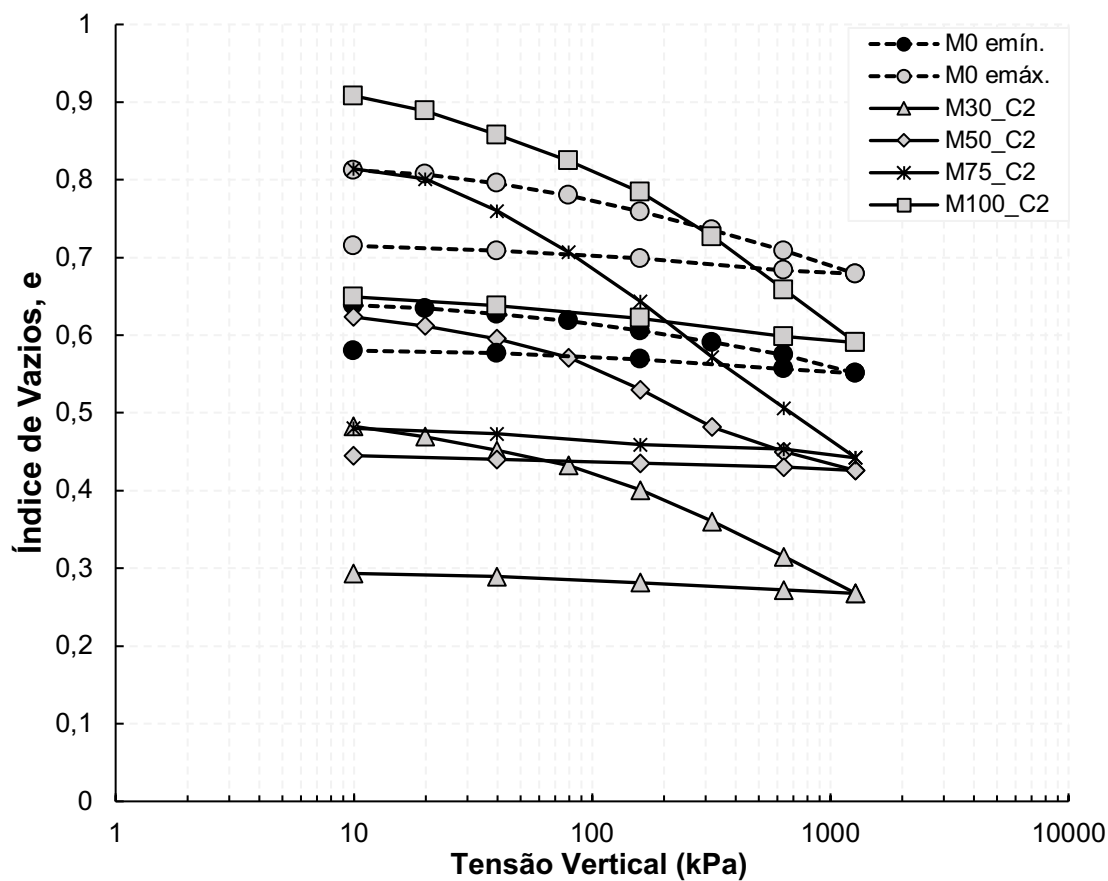


Figura 3.31 - Deformação vertical específica versus tensão vertical para as amostras moldadas na condição 02.

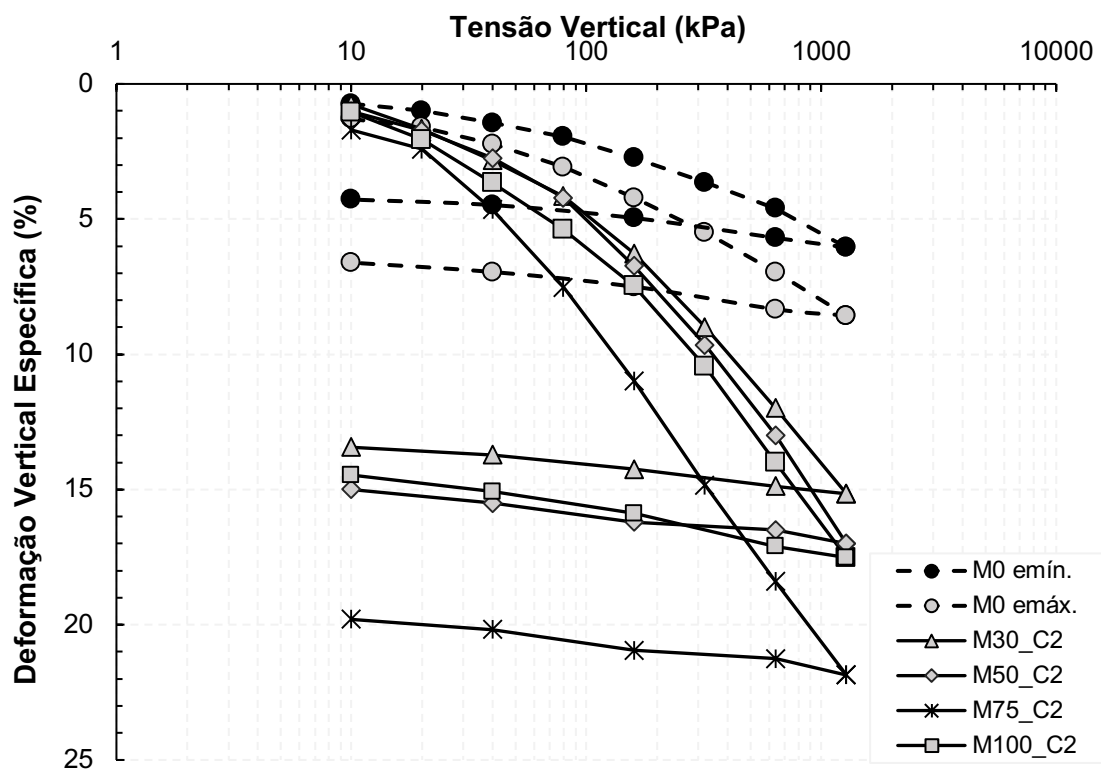
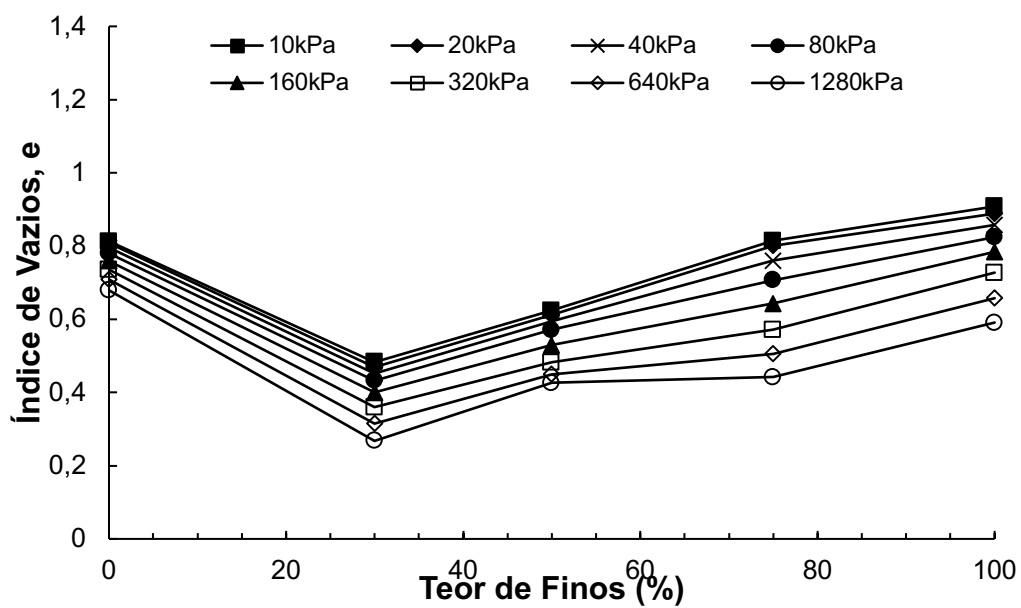


Figura 3.32 - Variação do índice de vazios com o teor de finos para a condição 02.



3.4.1 Parâmetros de compressibilidade

A influência dos finos nos parâmetros de compressibilidade foi analisada a partir dos resultados dos ensaios realizados com a areia no índice de vazios máximo e as misturas na condição 01 e 02. Apenas o c_v não foi analisado para a condição 02, pois nesse caso foram feitas leituras apenas no início e final de cada estágio de carregamento. Conforme observado na revisão da literatura, os parâmetros de compressibilidade variam com o teor de finos e o intervalo de tensão considerado (Deng *et al.*, 2017). Logo, os resultados são apresentados levando em consideração as duas variáveis.

A variação dos parâmetros de compressibilidade devido ao aumento do teor de finos para ambas as condições é apresentada nas Figuras 3.33 a 3.43 e os valores podem ser verificados nas Tabelas 3.5 a 3.15. As condições de moldagem influenciaram nos valores dos parâmetros, de forma que as amostras moldadas na condição 01 foram mais sensíveis ao aumento do teor de finos. De um modo geral, ao se considerar um mesmo teor de finos e diferentes intervalos de tensão, há uma variação significativa entre os valores calculados, o que pode ser visto nos gráficos e tabelas. Portanto, dependendo do tipo e da sensibilidade da análise a ser feita com os parâmetros de compressibilidade, é importante que estes sejam selecionados de acordo com a tensão de interesse.

A Figura 3.33 e a Figura 3.34 mostram a variação do índice de compressão com o teor de finos para as condições 01 e 02, respectivamente. No primeiro caso, a adição de 30% de finos não altera significativamente o C_c , sendo o valor próximo ao da areia pura. Esse resultado é coerente com os dados apresentados por Watabe *et al.* (2011) e Simpson & Evans (2014), os quais mostraram que para os teores de finos menores que 30% e 20%, respectivamente, o índice de compressão é governado pela fração arenosa. Entre 30 e 50% o aumento é aproximadamente linear, independentemente da tensão. A partir de então, dois comportamentos são observados. Para tensões menores que 80 kPa, o aumento do teor de finos não altera significativamente o C_c , que se mantém em um valor próximo ao do material composto apenas por finos. Para tensões acima de 80 kPa, o C_c aumenta com o acréscimo de finos. Em relação às misturas moldadas na condição 02, pode ser observado aumento do índice de compressão até a adição de 75% de finos. A partir daí o valor de C_c é praticamente constante ou diminui para um valor próximo ao apresentado pelos finos.

O índice de recompressão, conforme mostrado nas Figuras 3.35 e 3.36, não apresentou variação significativa decorrente do aumento do teor de finos.

Tabela 3.5 - Índice de compressão para a condição 01.

Intervalo de Tensão (kPa)	Índice de Compressão, C_c				
	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20	0,019	0,055	0,133	0,131	0,145
20-40	0,038	0,093	0,199	0,203	0,196
40-80	0,052	0,105	0,199	0,260	0,241
80-160	0,069	0,118	0,199	0,256	0,315
160-320	0,078	0,125	0,199	0,350	0,312
320-640	0,090	0,117	0,199	0,221	0,292
640-1280	0,098	0,117	0,199	0,220	0,269

Figura 3.33 - Variação do índice de compressão com o teor de finos para a condição 01.

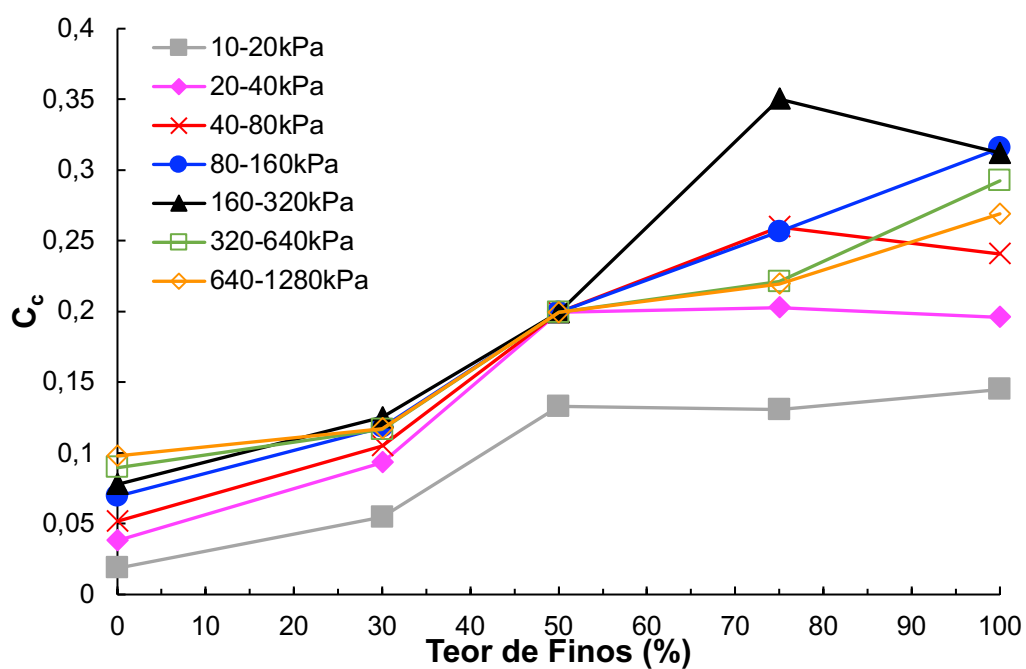


Tabela 3.6 - Índice de compressão para a condição 02.

Índice de Compressão, C_c					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20kPa	0,019	0,045	0,039	0,044	0,065
20-40kPa	0,038	0,058	0,055	0,137	0,103
40-80kPa	0,052	0,065	0,080	0,176	0,111
80-160kPa	0,069	0,105	0,137	0,212	0,134
160-320kPa	0,078	0,134	0,159	0,237	0,191
320-640kPa	0,090	0,150	0,106	0,218	0,228
640-1280kPa	0,098	0,157	0,080	0,212	0,225

Figura 3.34 - Variação do índice de compressão com o teor de finos para a condição 02.

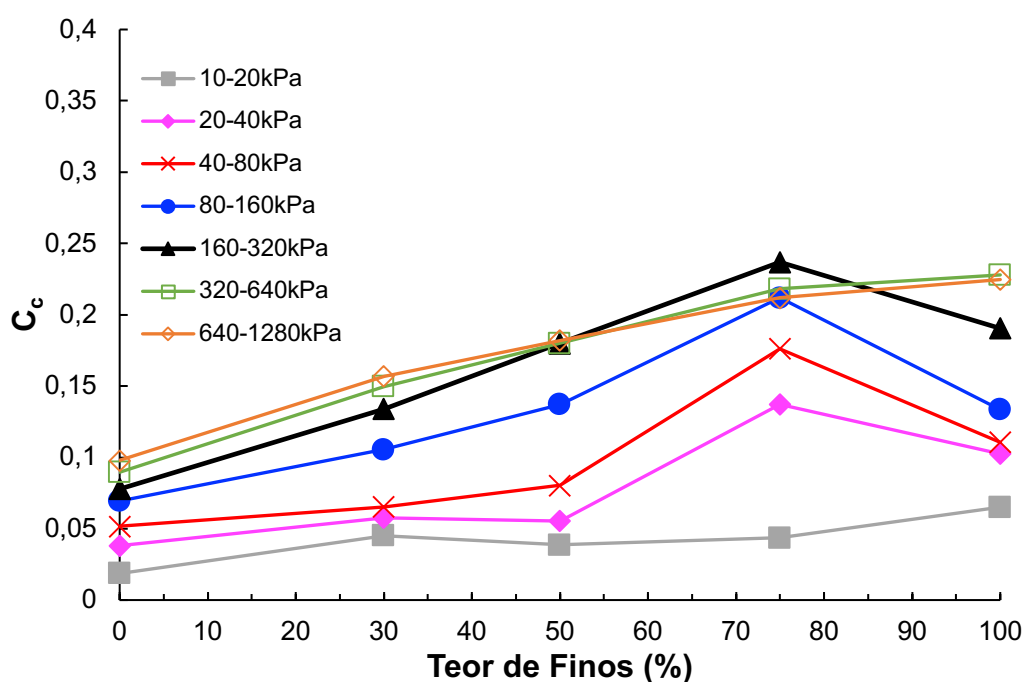


Tabela 3.7 - Índice de recompressão para a condição 01.

Índice de Recompressão (C_r)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
1280-640	0,014	0,012	0,000	0,018	0,022
640-160	0,025	0,016	0,033	0,031	0,027
160-40	0,017	0,013	0,017	0,024	0,028
40-10	0,011	0,012	0,017	0,013	0,021

Figura 3.35 - Variação do índice de recompressão com o teor de finos para a condição 01.

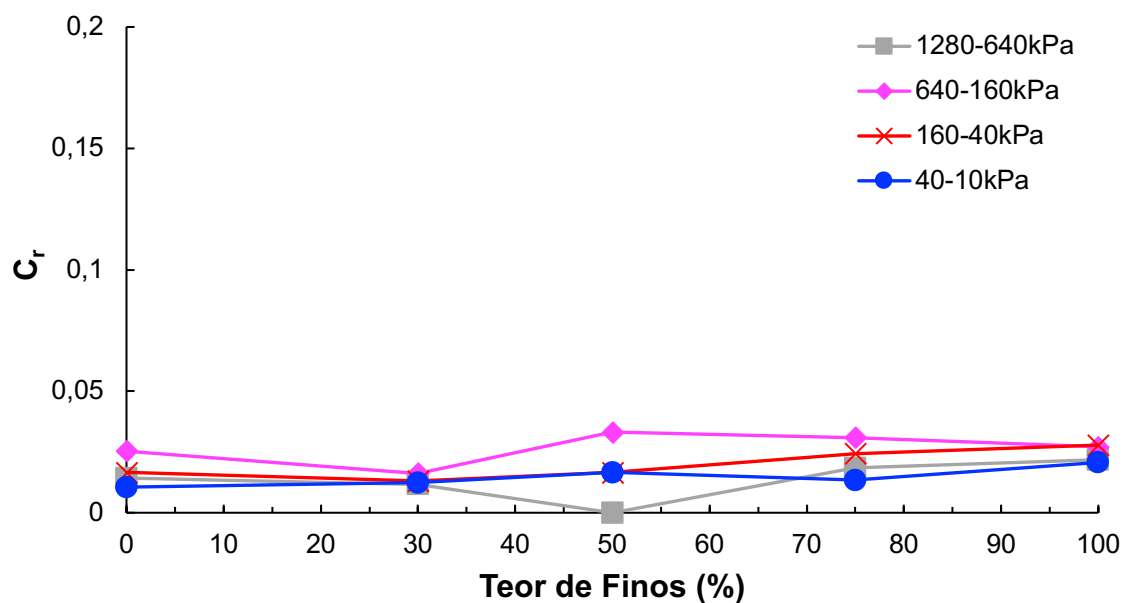
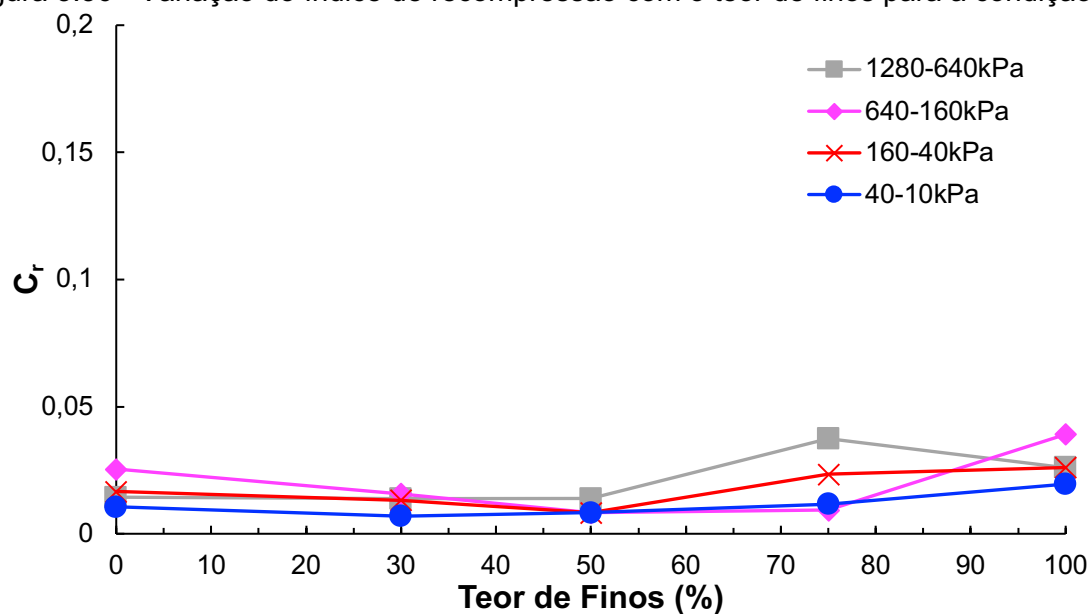


Tabela 3.8 - Índice de recompressão para a condição 02.

Índice de Recompressão (C_r)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
1280-640kPa	0,014	0,014	0,014	0,037	0,026
640-160kPa	0,025	0,016	0,008	0,009	0,039
160-40kPa	0,017	0,013	0,008	0,023	0,026
40-10kPa	0,011	0,007	0,008	0,012	0,020

Figura 3.36 - Variação do índice de recompressão com o teor de finos para a condição 02.



O coeficiente de compressibilidade e o coeficiente de variação volumétrica apresentam comportamentos semelhantes (Figura 3.37 a 3.40). Maiores tensões implicam em menores valores para os coeficientes. Não foi observada variação com o teor de finos para tensões maiores que 320 kPa. Para tensões menores, tanto o a_v como o m_v aumentam com o teor de finos, de forma que acima de 50% observa-se uma tendência de estabilização em valores próximos ao do material fino. Simpson & Evans (2014) também observaram aumento do a_v com o aumento do teor de finos e verificaram que tensões maiores resultam em menores valores de a_v .

Tabela 3.9 - Coeficiente de compressibilidade para a condição 01.

Coeficiente de Compressibilidade, a_v (1/MPa)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20	0,560	1,646	4,000	3,934	4,362
20-40	0,574	1,405	3,000	3,052	2,951
40-80	0,390	0,791	1,500	1,955	1,813
80-160	0,261	0,445	0,750	0,965	1,187
160-320	0,146	0,235	0,375	0,659	0,587
320-640	0,084	0,110	0,188	0,208	0,275
640-1280	0,046	0,055	0,094	0,103	0,127

Figura 3.37 - Variação do coeficiente de compressibilidade com o teor de finos para a condição 01.

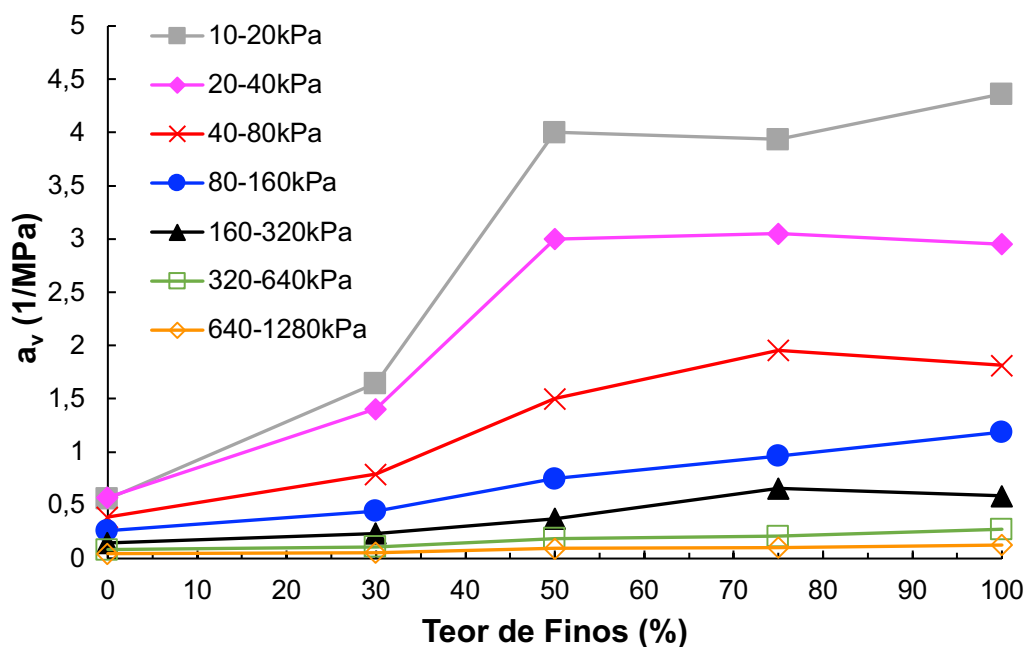


Tabela 3.10 - Coeficiente de compressibilidade para a condição 02.

Coeficiente de Compressibilidade, a_v (1/MPa)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20kPa	0,560	1,361	1,167	1,314	1,961
20-40kPa	0,574	0,870	0,834	2,064	1,544
40-80kPa	0,390	0,491	0,605	1,325	0,833
80-160kPa	0,261	0,397	0,516	0,798	0,502
160-320kPa	0,146	0,252	0,300	0,446	0,358
320-640kPa	0,084	0,141	0,100	0,205	0,214
640-1280kPa	0,046	0,074	0,037	0,100	0,106

Figura 3.38 - Variação do coeficiente de compressibilidade com o teor de finos para a condição 02.

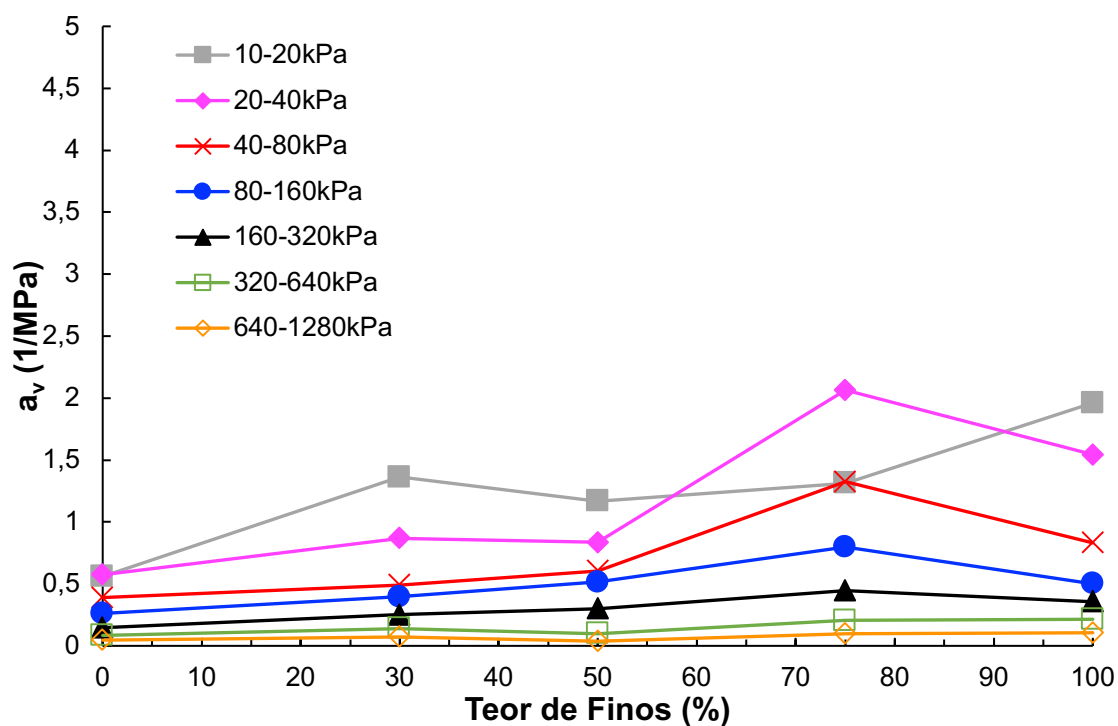


Tabela 3.11 - Coeficiente de variação volumétrica para a condição 01.

Coeficiente de Variação Volumétrica, m_v (1/MPa)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20kPa	0,305	1,088	2,429	1,983	1,948
20-40kPa	0,313	0,929	1,561	1,538	1,318
40-80kPa	0,212	0,523	0,820	0,985	0,810
80-160kPa	0,142	0,294	0,429	0,486	0,530
160-320kPa	0,080	0,156	0,214	0,332	0,262
320-640kPa	0,046	0,072	0,105	0,105	0,123
640-1280kPa	0,025	0,036	0,047	0,052	0,057

Figura 3.39 - Variação do coeficiente de variação volumétrica com o teor de finos para a condição 01.

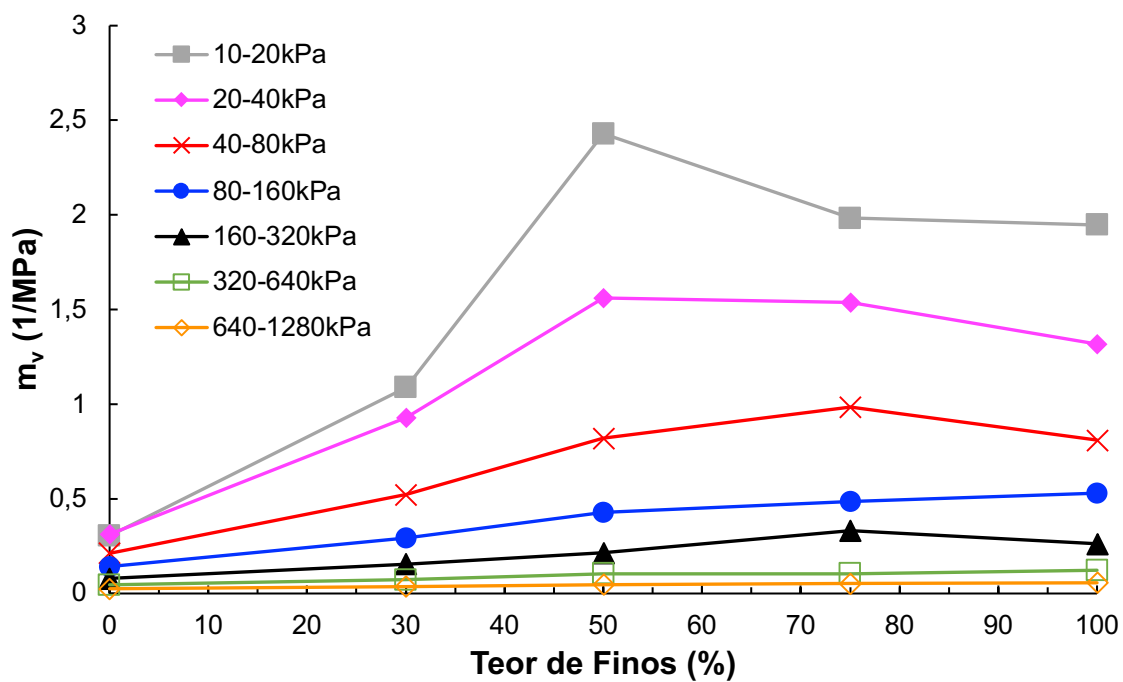
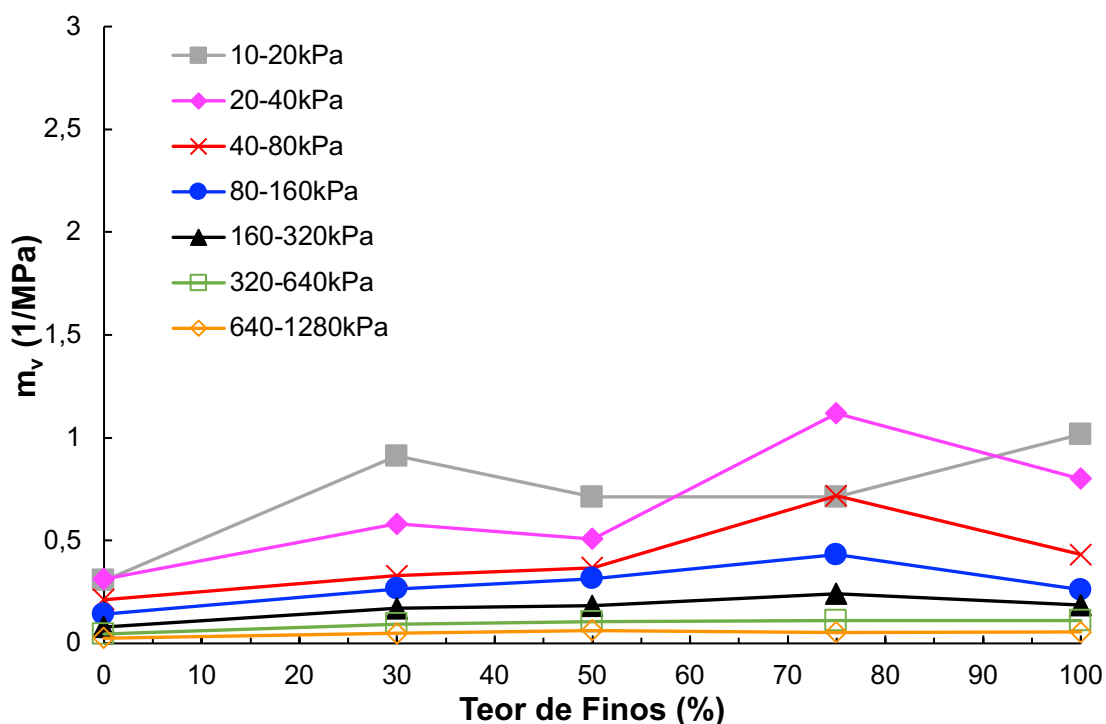


Tabela 3.12 - Coeficiente de variação volumétrica para a condição 02.

Coeficiente de Variação Volumétrica, m_v (1/MPa)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20kPa	0,305	0,911	0,712	0,712	1,017
20-40kPa	0,313	0,582	0,508	1,118	0,801
40-80kPa	0,212	0,329	0,369	0,718	0,432
80-160kPa	0,142	0,266	0,315	0,432	0,261
160-320kPa	0,080	0,170	0,183	0,241	0,186
320-640kPa	0,046	0,094	0,104	0,111	0,111
640-1280kPa	0,025	0,049	0,063	0,054	0,055

Figura 3.40 - Variação do coeficiente de variação volumétrica com o teor de finos para a condição 02.



O módulo de compressão edométrica, conforme mostra a Figura 3.41 e 3.42, diminui com o aumento do teor de finos. De fato, esse parâmetro é definido pela variação da tensão vertical pela deformação vertical específica, ou ainda, o inverso do m_v . Dessa forma, espera-se que os materiais que apresentaram maiores deformações verticais, ou os maiores valores de m_v , apresentem valores mais baixos para o módulo.

Tabela 3.13 - Módulo de compressão edométrica para a condição 01.

Módulo de compressão edométrica, D (kPa)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20kPa	3278	919	412	504	513
20-40kPa	3198	1077	641	650	759
40-80kPa	4711	1914	1220	1015	1235
80-160kPa	7025	3400	2332	2057	1886
160-320kPa	12539	6426	4670	3012	3814
320-640kPa	21780	13806	9509	9537	8138
640-1280kPa	39838	27433	21254	19220	17687

Figura 3.41 – Variação do módulo de compressão edométrica com o teor de finos para a condição 01.

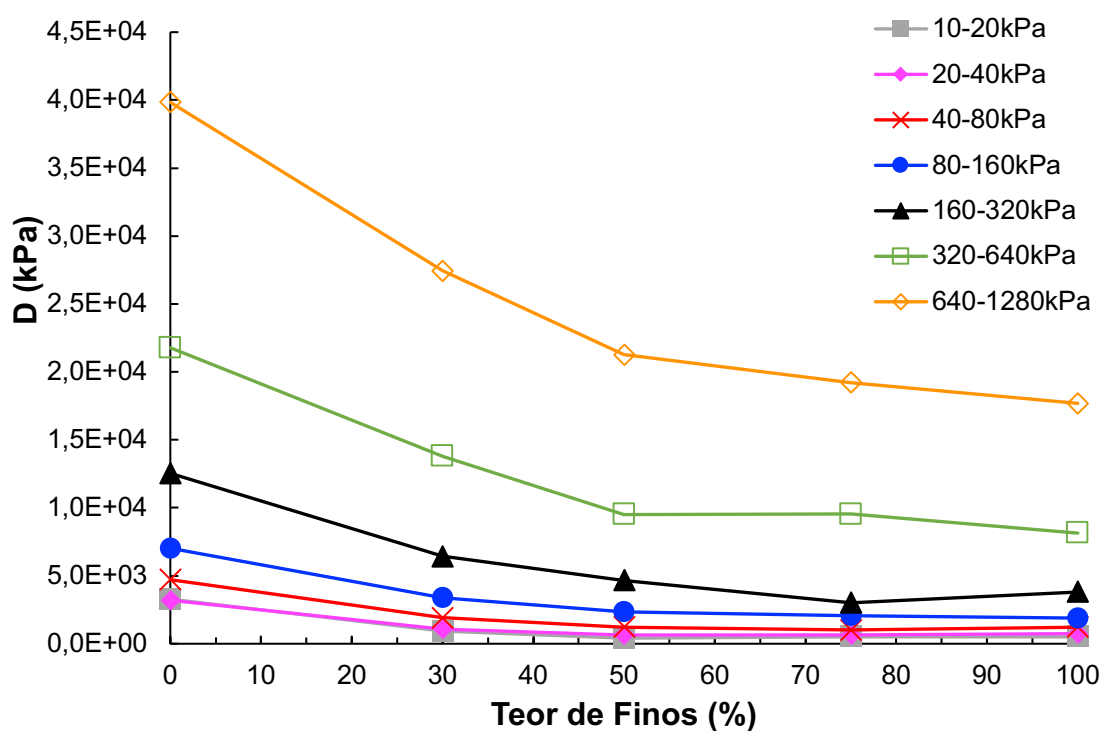
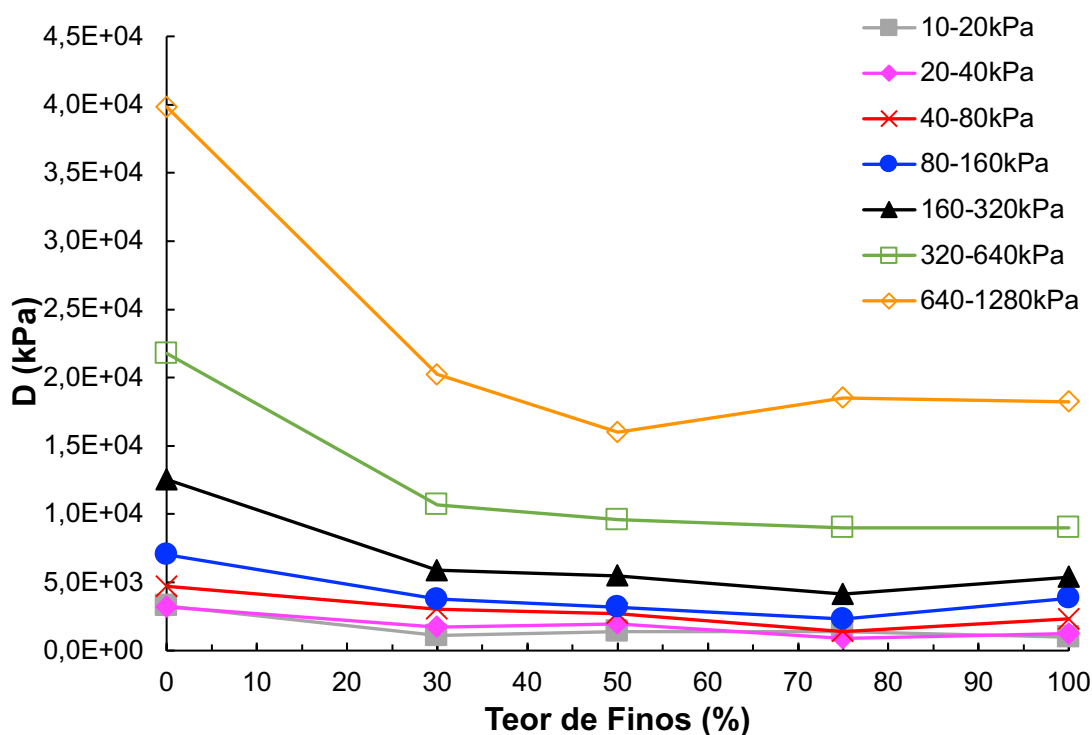


Tabela 3.14 - Módulo de compressão edométrica para a condição 02.

Módulo de compressão edométrica, D (kPa)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10-20kPa	3278	1098	1405	1405	983
20-40kPa	3198	1718	1967	894	1249
40-80kPa	4711	3040	2713	1393	2314
80-160kPa	7025	3764	3179	2314	3838
160-320kPa	12539	5872	5473	4141	5380
320-640kPa	21780	10688	9579	8992	8992
640-1280kPa	39838	20234	16000	18513	18245

Figura 3.42 - Variação do módulo de compressão edométrica com o teor de finos para a condição 02.



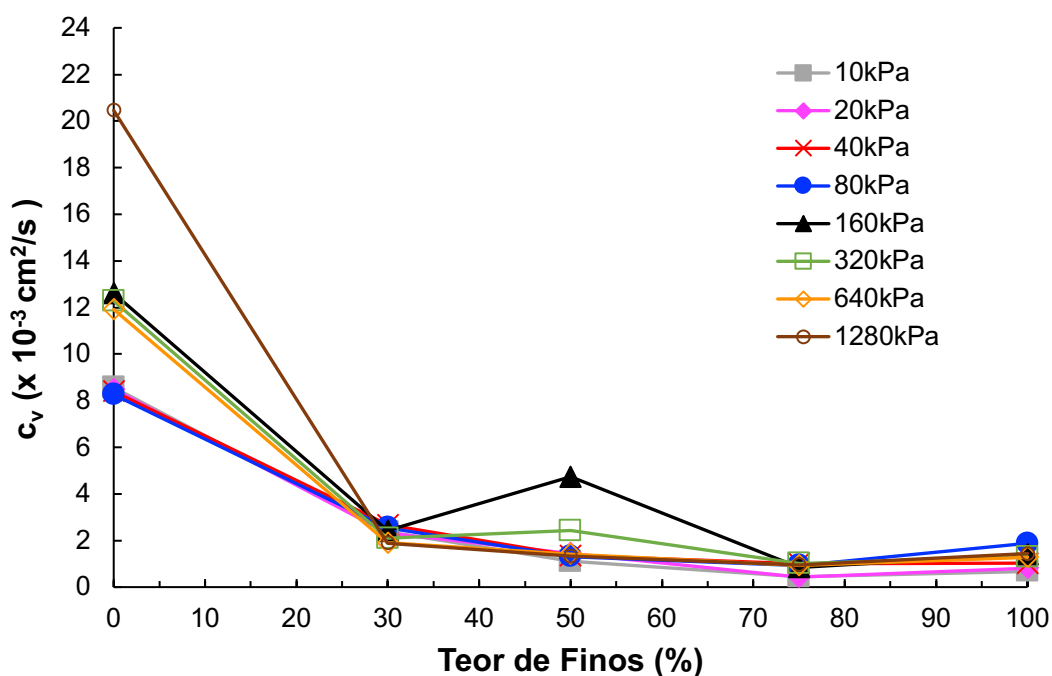
Por fim, o coeficiente de adensamento foi calculado pelo método de Taylor, pois para algumas curvas de adensamento não foi possível a determinação pelo método de Casagrande. A variação desse parâmetro com o teor de finos é apresentada na Figura 3.43. A adição de 30% de finos reduz o valor do c_v , quando comparado com o da areia pura. A redução não é necessariamente brusca, pois é possível que resultados de ensaios com amostras contendo entre 0 e 30% de finos mostre uma

redução mais suave no c_v . O aumento do teor de finos além de 30% não altera o coeficiente, que se mantém constante e em um valor próximo ao determinado para o material fino. Simpson & Evans (2014), por outro lado, indentificaram que apenas a partir de 30% de finos o parâmetro começa a diminuir de valor. Apenas a partir de 60% de finos que o comportamento é governando completamente pela fração fina, no que se refere ao coeficiente de adensamento.

Tabela 3.15 - Coeficiente de adensamento para a condição 01.

Coeficiente de adensamento, c_v ($\times 10^{-3}$ cm ² /s)					
Intervalo de Tensão (kPa)	Teor de Finos (%)				
	0	30	50	75	100
10	8,569	2,372	1,108	0,445	0,673
20	8,491	2,321	1,445	0,429	0,822
40	8,396	2,670	1,357	1,003	1,020
80	8,260	2,550	1,305	0,925	1,869
160	12,608	2,419	4,729	0,843	1,413
320	12,280	2,097	2,421	1,013	1,291
640	11,917	1,904	1,427	0,928	1,279
1280	20,457	1,882	1,322	0,950	1,427

Figura 3.43 - Variação do coeficiente de adensamento com o teor de finos para a condição 01.



3.4.2 Determinação do teor de finos de transição (FC_t)

O teor de finos de transição (FC_t) pode ser determinado a partir de resultados de ensaios de compressão edométrica. A determinação desse valor auxilia no entendimento do comportamento de misturas de solo. Para tanto, admitiu-se que o FC_t ocorre quando o e_s é igual ao índice de vazios máximo da areia ($e_s = e_{\text{máx, areia}}$), conforme admitido por Monkul & Ozden (2007) e Cabalar (2011). Uma vez que é levado em consideração o e_s e esse índice é utilizado quando a fração de areia é predominante, serão consideradas apenas as misturas de 30% e 50% de finos.

A variação do e_s com o teor de finos sob as diferentes tensões verticais é mostrada nas Figuras 3.44 e 3.45. O teor de finos de transição foi determinado a partir da interseção entre a linha tracejada e as curvas de compressão e são apresentados na Tabela 3.16. O FC_t variou entre 10%-28% para a condição 01 e entre 10-30% para a condição 02 e se situam em faixas de valores coerentes com os determinados por Monkul & Ozden (2007) e Cabalar (2011). Não foi observada variação expressiva entre as duas condições. Logo, para os materiais estudados, o índice de vazios inicial e o teor de umidade não tiveram influência significativa sobre o FC_t para as tensões consideradas.

Figura 3.44 - Variação do e_s com o teor de finos sob diferentes tensões para a condição 01.

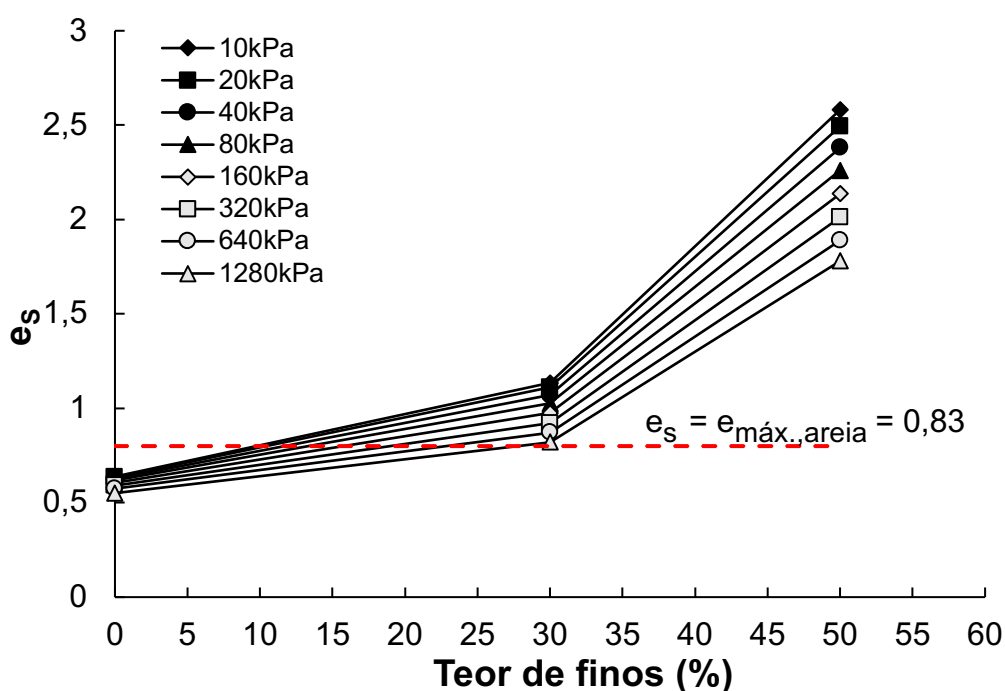


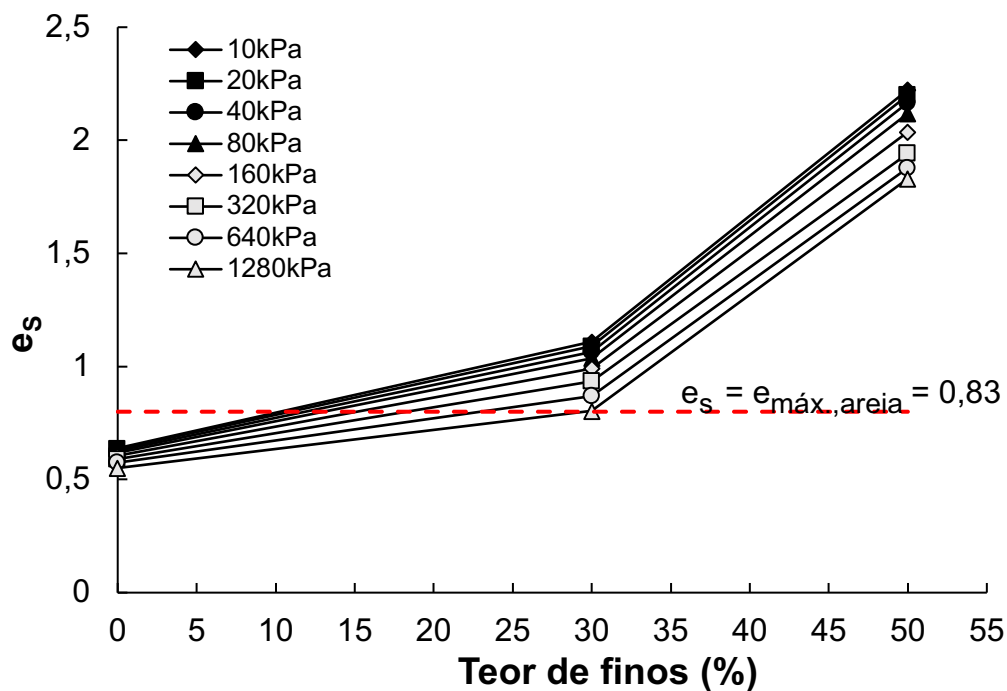
Figura 3.45 - Variação do e_s com o teor de finos sob diferentes tensões para a condição 02.

Tabela 3.16 - Teor de finos de transição para as condições 01 e 02.

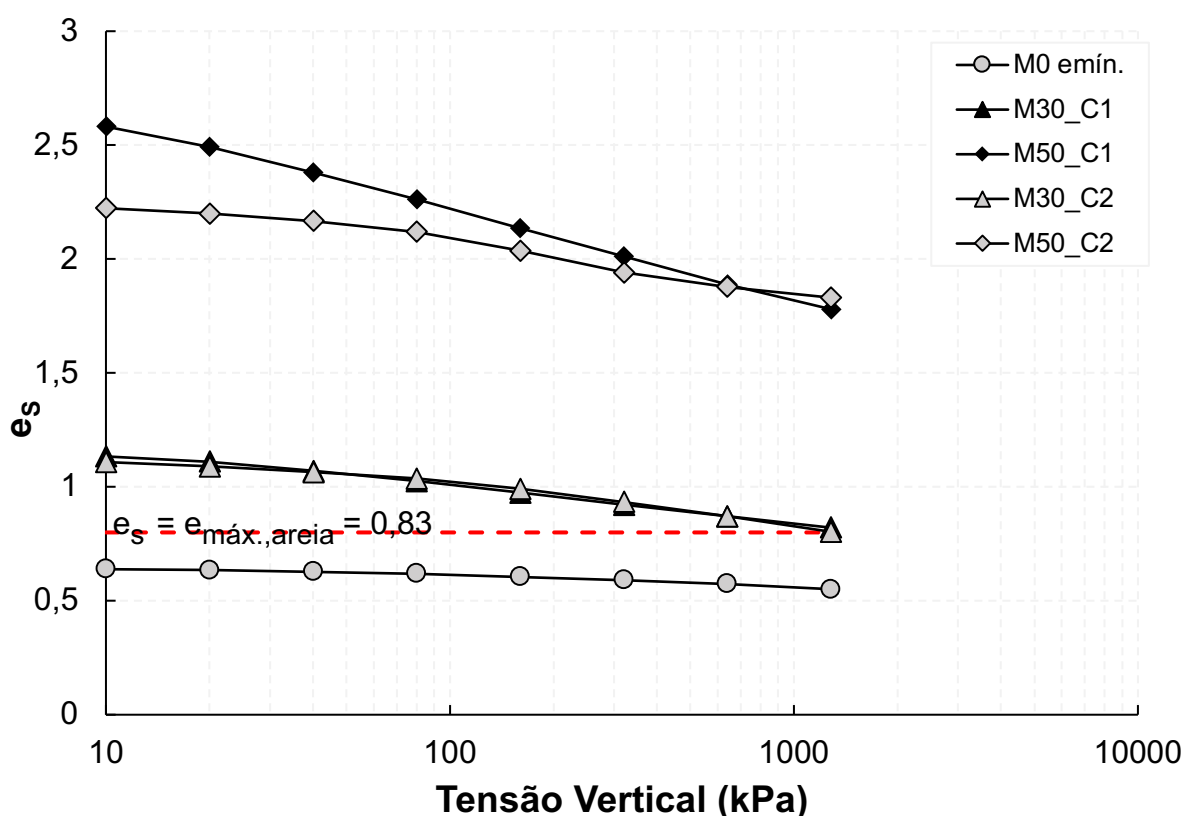
Tensão Vertical (kPa)	FC _t (%)	
	Condição 01	Condição 02
10	10	10
20	10	10
40	12	12
80	13	13
160	16	15
320	19	18
640	23	23
1280	28	30

Os valores definidos na Tabela 3.16 representam pontos de transição de comportamento, para cada tensão considerada. Considerando, por exemplo, uma amostra moldada na condição 01 sob a tensão vertical de 320 kPa, seu comportamento será governado pela matriz de areia até aproximadamente 19% de finos. Até esse momento, os grãos de areia mantêm o contato grão a grão e o esqueleto rígido (arranjo de transição) permanece. A elevação do teor de finos começa a afastar os grãos de areia e os finos passam a governar o comportamento.

Outra observação em relação aos finos de transição é que quanto maior a tensão vertical maior o FC_t . Conforme explicado por Monkul & Ozden (2007), o aumento de finos significa menor quantidade de areia, que por sua vez, tende a ficar dispersa na matriz de finos. Nesses casos, para que os grãos de areia entrem em contato uns com os outros e formem um esqueleto rígido (arranjo de transição), tensões mais elevadas são necessárias. Dessa forma, tensões mais altas estão associadas a maiores valores de FC_t .

A Figura 3.46 apresenta a variação do e_s com as tensões verticais aplicadas durante os ensaios edométricos com as misturas de 30% e 50% de finos, para ambas as condições.

Figura 3.46 - Variação do e_s com a tensão vertical.



A linha tracejada representa o limite abaixo do qual se formam os contatos entre os grãos de areia, indicando a formação do arranjo de transição. Dessa forma, a areia encontra-se abaixo da linha tracejada. A curva para a mistura com 50% de finos localiza-se acima da reta. Isso significa que durante todo o ensaio edométrico não houve formação de contatos suficientes entre os grãos de areia para a formação do arranjo de transição. Para que isso ocorresse seria necessário a aplicação de tensão

verticais mais elevadas. No caso da mistura com 30% de finos, os contatos entre os grãos de areia capazes de formar o arranjo de transição ocorre quando a tensão vertical é igual a 1280 kPa. Isso reflete o fato de que, para a tensão de 1280 kPa, o FC_t determinado anteriormente foi 28% para a condição 01 e 30% para a condição 02.

As Figuras 3.47 e 3.48 exibem a variação do C_c , e do C_{c-s} (proposto por Monkul & Ozden, 2007) para as condições 01 e 02, respectivamente. Os índices correspondem aos calculados para o intervalo de tensão de 160 a 320 kPa. As diferentes condições iniciais de moldagem resultaram em diferenças nos valores de ambos índices de compressão, de forma que as amostras moldadas na condição 01 apresentam maior compressibilidade devido aos maiores índices de vazios iniciais.

As linhas tracejadas representam os valores de FC_t determinados anteriormente para o intervalo de tensão considerado e delimitam a zona de transição. Antes da zona de transição observa-se um comportamento menos compressivo, uma vez que o comportamento da mistura é regido pela fração arenosa. Adentrando na zona de transição, os contatos entre os grãos de areia começam a diminuir devido a maior quantidade de finos. Espera-se nesse momento o aumento da compressibilidade, o que é visualizado a partir do aumento das inclinações no trecho. Além disso, na zona de transição tem início a divergência entre os valores de C_c e C_{c-s} . O aumento do teor de finos para além da zona de transição implica em um comportamento compressivo controlado principalmente pelos finos e aumento da divergência entre os índices.

Figura 3.47 - Variação do C_c e C_{c-s} com o teor de finos para a condição 01.

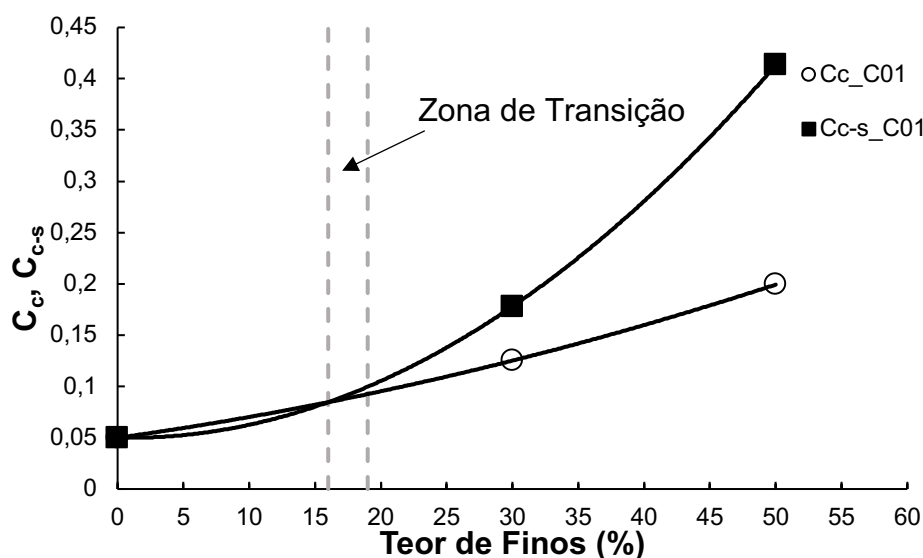
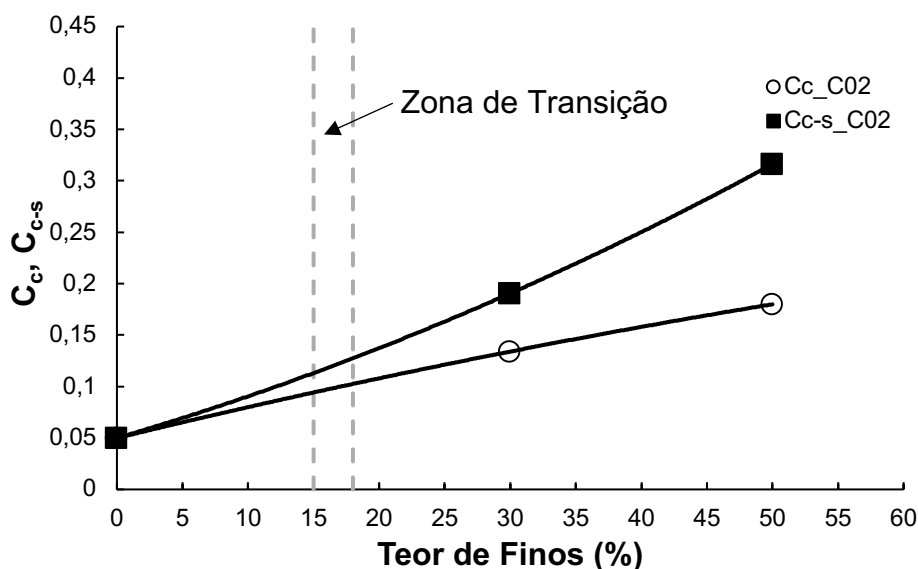


Figura 3.48 - Variação do C_c e C_{c-s} com o teor de finos para a condição 02.

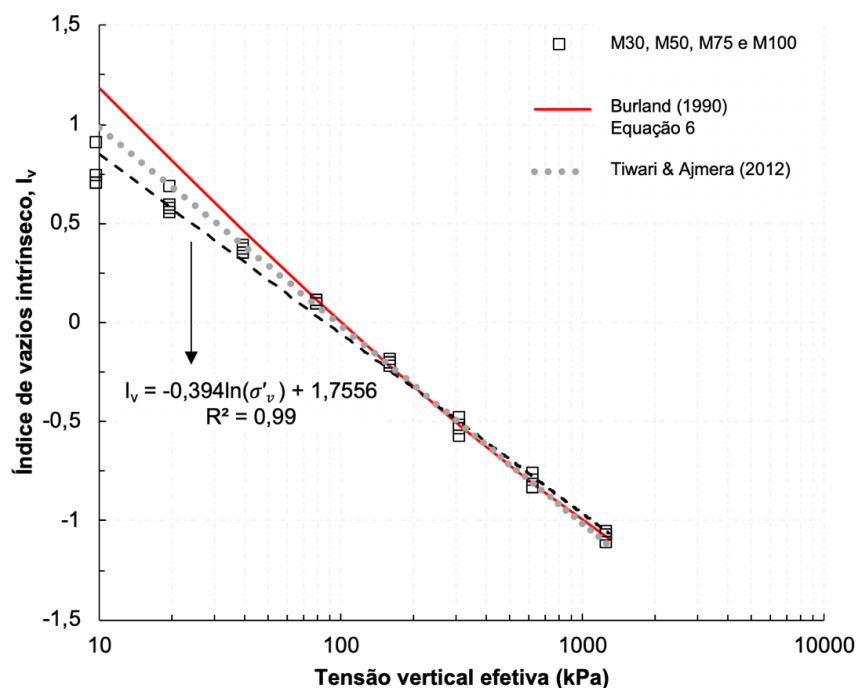


3.4.3 Compressão intrínseca

A partir dos resultados dos ensaios de compressão edométrica, realizados com as amostras M30, M50, M75 e M100 moldadas no limite de liquidez, foram determinados os parâmetros de compressão intrínseca, conforme proposto por Burland (1990), com o intuito de verificar sua aplicabilidade para as misturas estudadas.

O gráfico da Figura 3.49 exibe a variação do índice de vazios intrínseco em relação a tensão vertical efetiva. Na figura são mostradas as curvas de compressão das misturas e dos finos (M100) normalizadas, a ICL proposta por Burland (1990) e o ajuste obtido por Tiwari & Ajmera (2012) para misturas de quartzo com montmorilonita/caulinita/ilita. O ajuste obtido para M30, M50, M75 e M100 resultou em um coeficiente de determinação de 0,99. Foi possível, portanto, determinar um ajuste único para as misturas e os finos. Pode-se concluir que a presença de areia nas misturas não alterou significativamente os valores dos índices de vazios intrínsecos em relação a amostra M100. Tal conclusão contrasta com a do trabalho de Chu *et al.* (2017), o qual concluiu que os índices de vazios intrínsecos das misturas e das argilas não se ajustavam em uma única reta, e que a proposta de Burland (1990) era compatível com as argilas puras, mas não com as misturas. A não compatibilidade das misturas foi atribuída a presença de partículas de areia, principalmente para tensões acima de 200 kPa. No presente trabalho e em Tiwari e Ajmera (2012), no entanto, não foi observada a influência das partículas de areia.

Figura 3.49 - Índice de vazios, I_v , versus tensão vertical efetiva dos materiais M30, M50, M75 e M100.



Ainda analisando a Figura 3.49, percebe-se divergência entre a ICL de Burland (1990) e os pontos obtidos para M30, M50, M75 e M100, quando a tensão é menor do que 80 kPa. Para valores maiores, os pontos se situam sobre a ICL. Discordâncias semelhantes foram verificadas por Tiwari & Ajmera (2012) e Cerato & Luttenegger (2004). O ajuste encontrado pelo primeiro foi muito próximo ao determinado no presente trabalho. Sobre esse aspecto, Burland (1990) ao se referir as argilas reconstituídas cita que podem ser observadas divergências entre a ICL e a curvas normalizadas para tensões menores do que 100 kPa. Logo, podem ser esperadas divergências ainda maiores quando se trata de misturas.

3.5 Considerações Finais

O comportamento dos solos é, usualmente, estudado a partir da divisão entre areias e argilas. Na realidade da engenharia geotécnica, no entanto, a maioria dos solos são formados por partículas de diferentes composições e tamanhos. O presente capítulo teve como objetivo contribuir para o estudo do comportamento de misturas de areia e finos a partir da realização de ensaios de compressão edométrica.

Todos os parâmetros de compressibilidade, com exceção do índice de recompressão, variaram significativamente com o aumento do teor de finos, sendo a variação dependente da tensão considerada. As condições de moldagem também influenciam no comportamento compressivo dos materiais, de forma que os moldados no limite de liquidez se mostraram mais sensíveis à adição de finos. Em geral, o índice de compressão, o coeficiente de compressibilidade e o coeficiente de variação volumétrica aumentam com o teor de finos, enquanto o módulo de compressão edométrica e o coeficiente de adensamento diminuem. O teor de finos a partir do qual os finos passam a exercer maior influência depende do parâmetro em análise, da condição de moldagem e da tensão.

O teor de finos de transição determinado segundo o proposto por Monkul & Ozden (2007) mostrou ser dependente da tensão vertical efetiva e variou entre 10 e 30%, não sendo significativamente influenciado pela condição inicial de moldagem. São valores coerentes com os observados na literatura. A diferença entre o índice de compressão e o índice de compressão granular aumenta conforme aumenta o teor de finos. Os valores começam a divergir a partir da zona de transição delimitada pelos teores de finos de transição.

Como recomendação para trabalhos futuros, sugere-se a realização de ensaios edométricos com maior número de amostras com teores de finos variando entre 0 e 50%. Dessa forma, as afirmações em relação aos parâmetros de compressibilidade podem ser mais precisas, bem como a determinação do teor de finos de transição.

Em relação à compressão intrínseca, foi possível determinar um único ajuste linear para as misturas e para os finos, indicando que a adição de areia não modificou significativamente o índice de vazios intrínseco. O ajuste foi semelhante ao encontrado por Tiwari & Ajmera (2012). Por fim, a normalização das curvas de compressão resultou em um ajuste muito próximo ao da ICL de Burland (1990). O estudo da compressão intrínseca pode ser visto como um estudo inicial para futuras pesquisas acerca da estrutura do solo. Para tanto, fica como sugestão a determinação das curvas de compressão de amostras indeformadas.

Capítulo 4

Resistência ao Cisalhamento de Misturas de Areia e Finos

4.1 Introdução

A resistência ao cisalhamento dos solos depende de fatores bem definidos quando se trata de areias e argilas. A maioria dos solos encontrados, no entanto, apresentam-se como misturas de partículas de diferentes tamanhos resultantes dos processos de formação ou de técnicas de melhoramento de solo para obtenção de materiais com determinadas propriedades melhoradas.

As pesquisas desenvolvidas sobre misturas de areia-silte-argila, vão além da determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Investigam como a microestrutura do solo se transforma quando há variação no teor de finos, como ocorre a variação do índice de vazios e como isso está relacionado com a resistência ao cisalhamento. Sabe-se, no entanto, que a resistência ao cisalhamento de um solo é influenciada por fatores como a mineralogia, formato e tamanho das partículas. Dessa forma, comportamentos distintos podem ser observados para misturas compostas por materiais diferentes.

O objetivo do presente capítulo é estudar a resistência de misturas de areia e finos, provenientes de um solo Pós-Barreiras, coletado na região de Natal/RN. A análise da resistência ao cisalhamento foi realizada a partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto. Em um primeiro momento apresenta-se a revisão da literatura relevante para a compreensão do trabalho realizado. Logo após são apresentados os resultados e as discussões pertinentes.

4.2 Revisão da Literatura

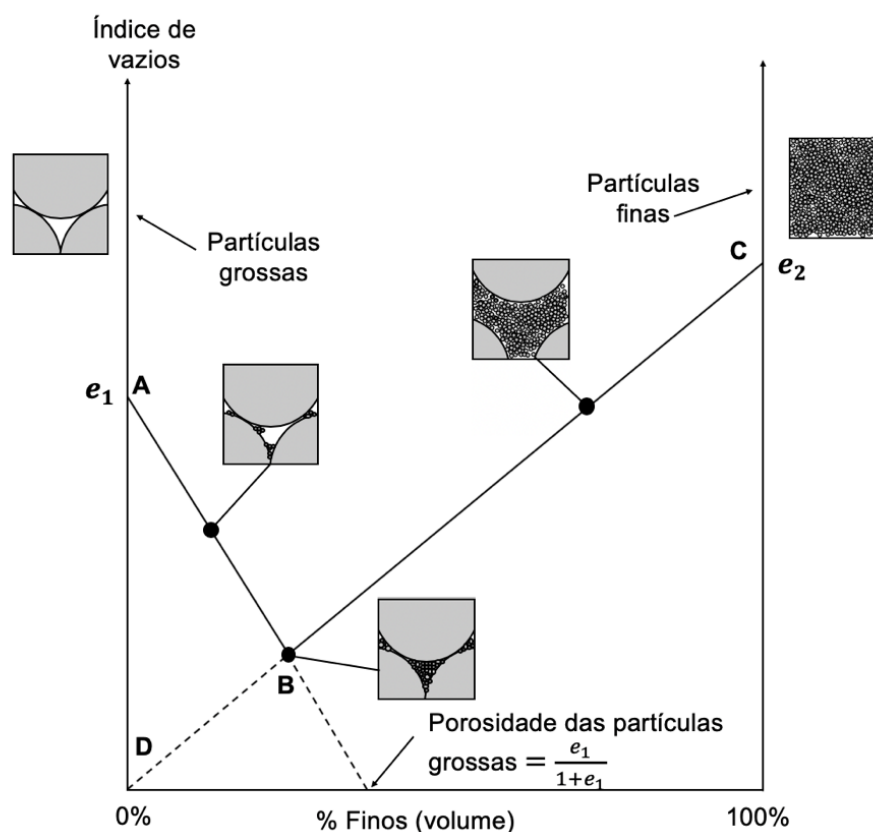
É de conhecimento geral que a presença de partículas finas influencia o comportamento dos solos e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento. Tal comportamento é influenciado, além do teor de finos, pelo tamanho e pelo formato das partículas presentes (Mitchell & Soga, 2005).

Considerando-se um sistema binário formado por partículas granulares e finas com diferença significativa de tamanho e forma, é de se esperar que alguns grãos possam não participar ativamente da transferência de força normal e,

consequentemente, contribuir com a resistência (Thevanayagam, 1998). A depender do teor de material fino presente, as partículas de menor tamanho podem estar apenas ocupando os vazios do solo.

Lade *et al.* (1998), por exemplo, estudaram o efeito de finos nos índices de vazios máximo e mínimo de uma areia. Os autores propuseram o diagrama da Figura 4.1, que correlaciona o índice de vazios e a porcentagem de finos. O aumento do teor de finos, inicialmente, provoca uma diminuição do índice de vazios até um valor mínimo, representado pelo ponto B da Figura 4.1. Nesse momento, os vazios da matriz arenosa estão preenchidos pelas partículas finas. A partir desse ponto, o índice de vazios começa a aumentar com o aumento da quantidade de finos.

Figura 4.1 - Diagrama da variação teórica do índice de vazios com o teor de finos.

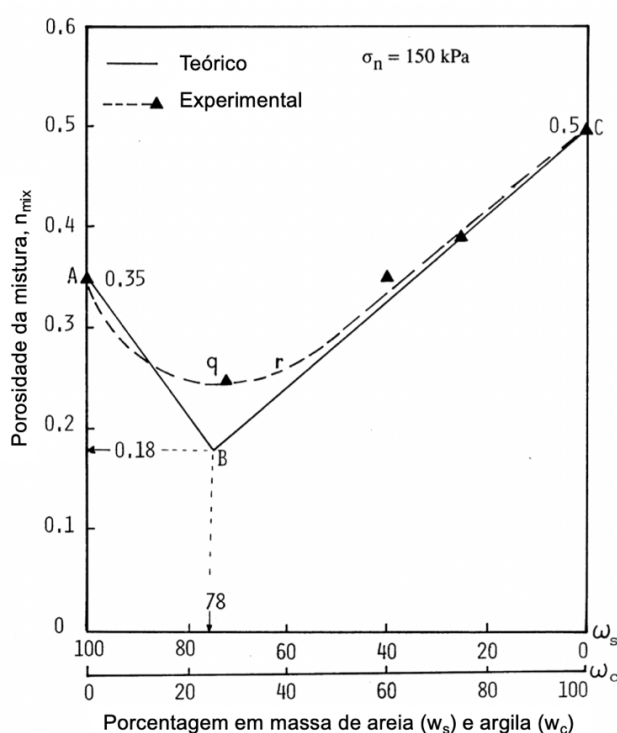


Fonte: Adaptado de Lade *et al.* (1998).

De forma semelhante, Vallejo & Mawby (2000) estudaram a relação entre a porosidade e o teor de finos. Verificaram também a relação entre a porosidade e a resistência ao cisalhamento. Para tanto, submeteram misturas de areia e caulinita artificial a ensaios de cisalhamento direto, nas porcentagens em massa de areia de

0%, 25%, 40%, 75% e 100%. A Figura 4.2 apresenta o diagrama da variação da porosidade com o teor de areia/argila para a tensão normal de 150 kPa. Os teores de argila/areia, correspondentes a porosidade mínima (Ponto B), não se mostraram dependentes da tensão normal aplicada. O ponto B pode ser obtido a partir das Equação 10 e Equação 11. Os pontos experimentais da Figura 4.2 correspondem a porosidade obtida após a aplicação da tensão normal e antes do início do cisalhamento.

Figura 4.2 - Variação da porosidade de misturas de areia e argila.



Fonte: Adaptado de Vallejo & Mawby (2000).

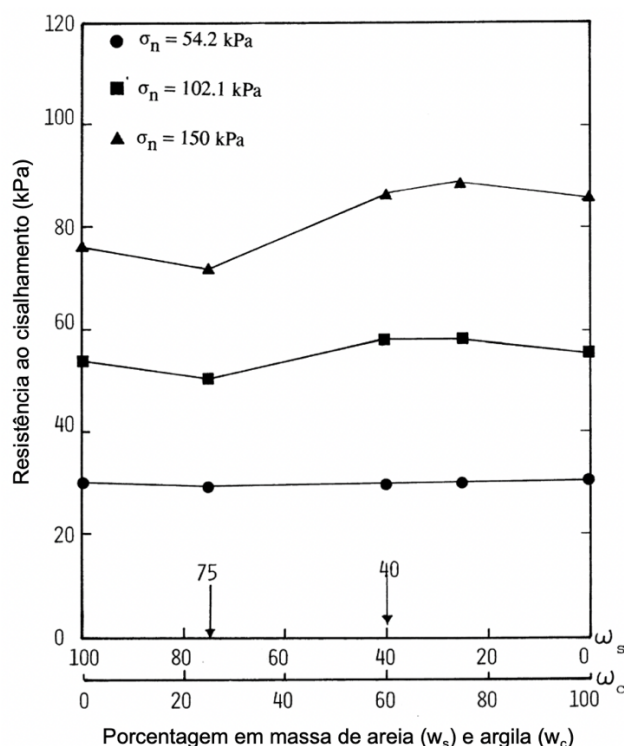
$$n_{\min.} = \frac{V_{v, \text{argila}}}{V_{\text{total}}} = n_{\text{argila}} \cdot n_{\text{areia}} \quad \text{Equação 10}$$

$$\% \text{areia}_{\min.} = \frac{(1 - n_{\text{areia}}) \cdot \gamma_{\text{areia}}}{n_{\text{areia}} \cdot (1 - n_{\text{argila}}) \cdot \gamma_{\text{argila}} + (1 - n_{\text{areia}}) \cdot \gamma_{\text{areia}}} \quad \text{Equação 11}$$

A porosidade mínima teórica foi associada a um valor de aproximadamente 75% de areia (25% de finos). Ao comparar com o gráfico da Figura 4.3, essa porcentagem de areia está associada com o ponto de transição a partir do qual a resistência ao cisalhamento começa a variar e tende ao valor da resistência da matriz de finos. Ou seja, o ponto de porosidade mínima representa, de forma teórica, o início

da transição do comportamento controlado pela fração grossa e o controlado pela fração fina.

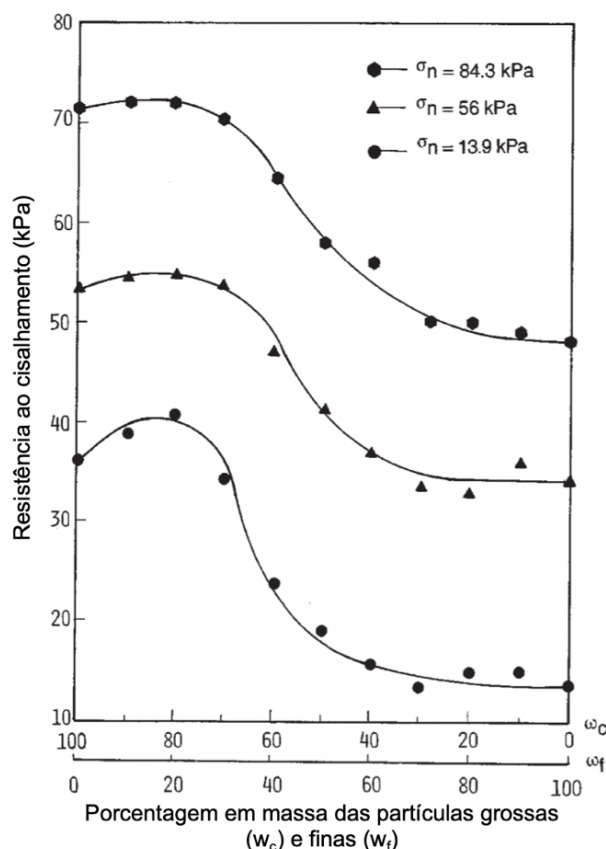
Figura 4.3 - Resistência ao cisalhamento de pico de misturas de areia e caulinita considerando a variação da tensão normal.



Fonte: Adaptado de Vallejo & Mawby (2000).

Conclusão semelhante foi obtida por Vallejo (2001) ao estudar o comportamento de misturas de pedregulho e areia, simuladas por esferas de vidro com diâmetros de 5 mm e 0,4 mm, respectivamente, submetidas a ensaios de cisalhamento direto. Na Figura 4.4 está representada a variação da resistência ao cisalhamento com a adição das partículas grossas. É possível verificar que a adição de baixos valores de finos, aproximadamente 20%, resulta em um leve aumento da resistência em relação a resistência do material composto apenas pelas partículas grossas. Além disso, os autores identificaram que, quando as partículas granulares estão em concentração menor que 40%, elas funcionam como um reforço na mistura composta majoritariamente por finos.

Figura 4.4 - Resistência ao cisalhamento de pico de misturas considerando a variação da tensão normal.

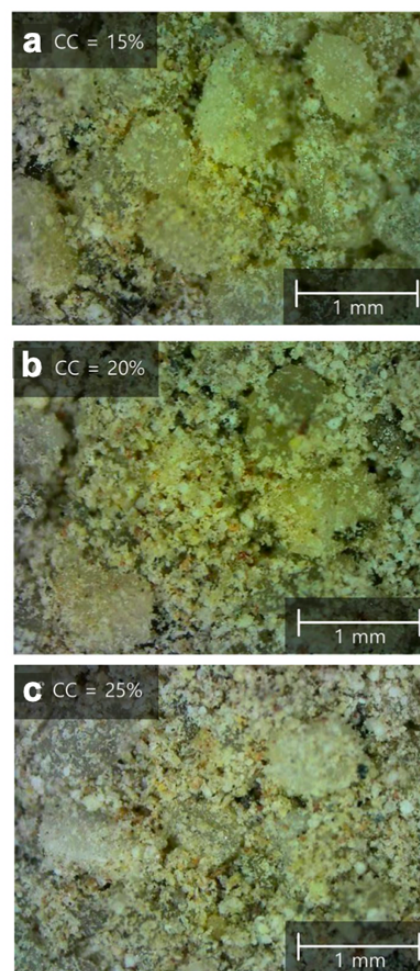
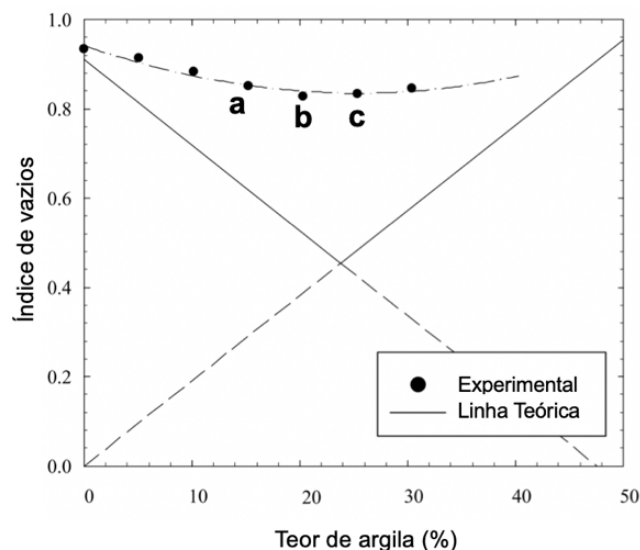


Fonte: Adaptado de Vallejo (2001).

O efeito de reforço em misturas foi citado primeiramente por Bolton *et al.* (1991) e posteriormente por Thevanayagam (1998), Thevanayagam *et al.* (2002) e Vallejo (2001). Bolton *et al.* (1991) realizaram ensaios triaxiais com misturas de areia (0,1 e 2,0 mm) com fragmentos de calcário (diâmetros variando entre 3,35 e 5,6 mm). Os resultados mostraram que, para 30% em massa de fragmentos de calcário, há um aumento do ângulo de atrito em 3° . Esse aumento foi atribuído a um mecanismo de reforço, causado pela inclusão das partículas maiores na matriz arenosa.

Outro trabalho que estudou o comportamento de misturas de areia e finos sob o ponto de vista do índice de vazios foi Kim *et al.* (2018). Os autores avaliaram o efeito da adição de bentonita em areia nas proporções de 5, 10, 15, 20, 25 e 30% em massa. A Figura 4.5 apresenta a relação entre os teores de finos e o índice de vazios, conforme diagrama proposto por Lade *et al.* (1998). Ainda na mesma figura, são apresentadas as fotomicrografias obtidas para 15, 20 e 25% de bentonita.

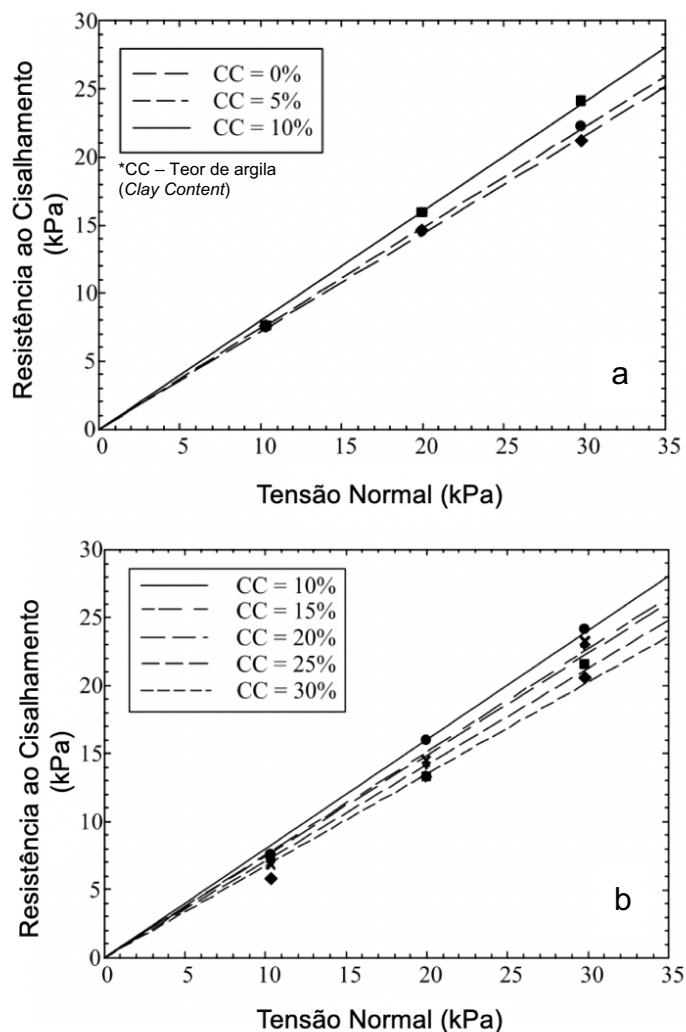
Figura 4.5 - Variação do índice de vazios com o teor de finos e fotomicrografias das misturas com os teores de argila a) 15%, b) 20% e c) 25%.



Fonte: Adaptado de Kim *et al.* (2018).

A partir da análise conjunta do diagrama e das fotomicrografias os autores definiram que a mistura com 20% de finos (ponto b da Figura 4.5) estaria em uma zona de transição entre o comportamento governado pela areia e pela bentonita. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Figura 4.6) mostram aumento do ângulo de atrito para adição de finos até 10%, seguido de redução para teores maiores. A adição de 20% reduz o ângulo de atrito para próximo ao do apresentado pela areia pura. A partir de então o ângulo de atrito só reduz, provavelmente para valores próximos ao apresentado pela bentonita pura.

Figura 4.6 - Envoltórias de resistência obtidas a partir de cisalhamento direto para teores de finos a) 0-10% e b) 10-30%.



Fonte: Adaptado de Kim *et al.* (2018).

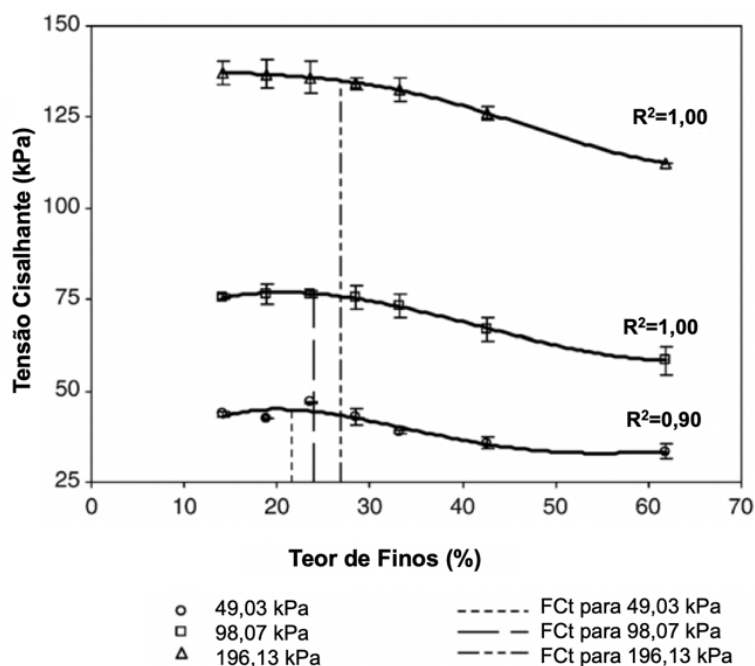
4.2.1 Teor de finos de transição (FC_t)

Uma outra perspectiva de análise do comportamento de misturas presente na literatura é por meio da determinação do teor de finos de transição (FC_t). O Capítulo 3 apresenta detalhadamente o significado e como é feita a determinação do FC_t . Na presente pesquisa será dado enfoque àqueles trabalhos que utilizaram ensaios edométricos para determinação do FC_t e analisaram resultados de ensaios de cisalhamento direto para compreender a resistência ao cisalhamento de misturas de solo.

Monkul & Ozden (2007), por exemplo, utilizaram misturas de areia e caulinita que foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto. As amostras foram moldadas com teor de umidade próximo de 30% e submetidas a tensões normais de 49,03 kPa,

98,07 kPa e 196,13 kPa. A Figura 4.7 apresenta a relação entre a tensão cisalhante e o teor de finos. As linhas tracejadas representam os teores de finos de transição determinados por meio de ensaios de compressão edométrica, cuja obtenção é detalhada no Capítulo 3. Os autores observaram uma correlação entre os FC_t (entre 21,4, 23,8 e 26,9% para os dados da Figura 4.7) e a resistência ao cisalhamento. A partir desses valores a resistência começa a diminuir, uma vez que a caulinita começa a separar as partículas de areia, reduzindo os pontos de contato entre os grãos. Dessa forma, a resistência ao cisalhamento passa a ser governada pelos finos. Monkul & Ozden (2007) observaram ainda que o FC_t não é um valor único mesmo para misturas reconstituídas com os mesmos materiais, sendo tanto maior quanto maior a tensão normal.

Figura 4.7 - Variação da resistência ao cisalhamento com o teor de finos.

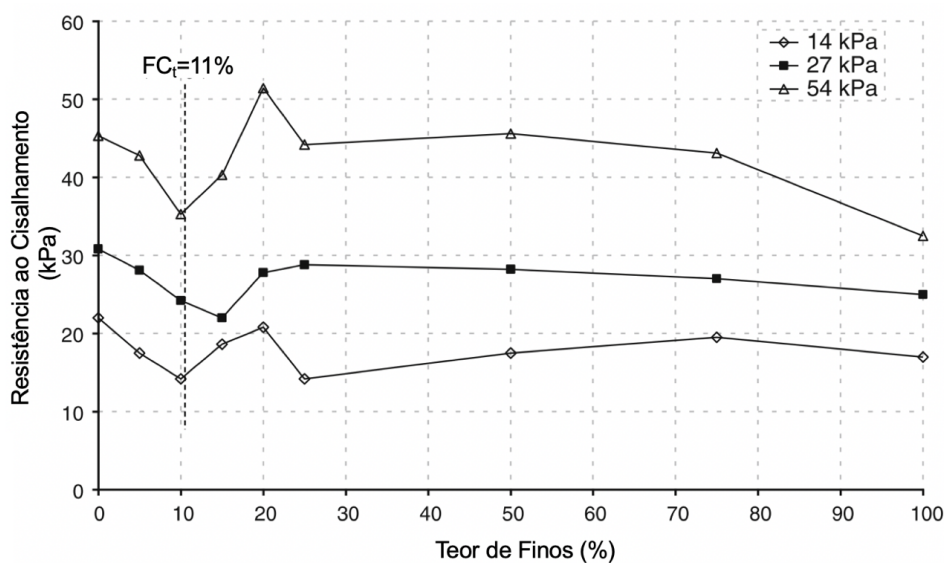


Fonte: Monkul & Ozden (2007).

Cabalar (2011) reafirma os resultados de Monkul & Ozden (2007) demonstrando uma relação entre o FC_t e a resistência ao cisalhamento. Na pesquisa, foram utilizadas misturas de areia grossa arredondadas e areia fina de grãos angulosos, submetidas ao cisalhamento direto. As porcentagens de areia fina adicionadas na areia grossa foram 5, 10, 15, 20, 25, 50, 75 e 100%. A partir de ensaios edométricos o autor determinou um valor de FC_t médio igual a 11% para as tensões aplicadas. A Figura 4.8 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento (valores de máxima

resistência ao cisalhamento) em função do teor de finos. Até aproximadamente 11%, foi observada redução da resistência.

Figura 4.8 - Variação da resistência ao cisalhamento com o teor de finos em função da tensão normal.

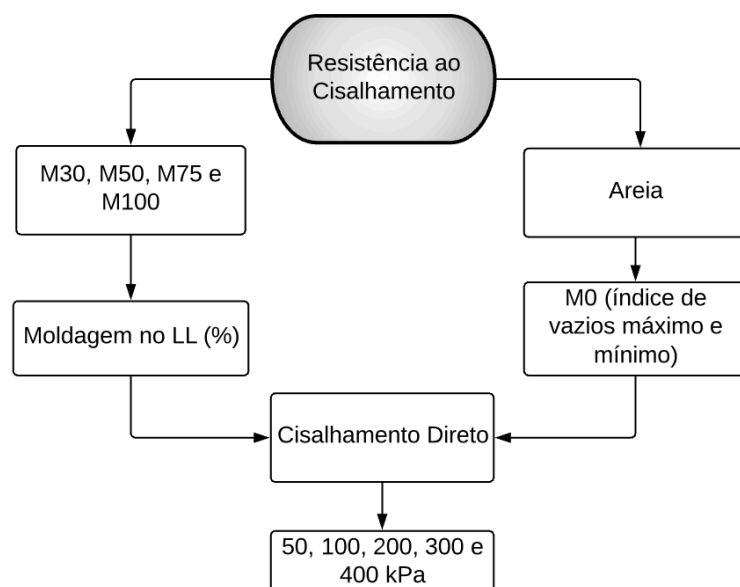


Fonte: Adaptado de Cabalar (2011).

4.3 Materiais e Métodos

Os materiais utilizados para estudo da resistência ao cisalhamento foram os mesmos utilizados nos ensaios de compressão edométrica, obtidos conforme o item 3.3.1 do Capítulo 3. A Figura 4.9 apresenta o fluxograma para estudo da resistência ao cisalhamento.

Figura 4.9 - Fluxograma para estudo da resistência ao cisalhamento.



4.3.1 Ensaio de cisalhamento direto

A resistência ao cisalhamento foi determinada por meio de ensaios de cisalhamento direto, seguindo as recomendações da norma norte-americana D3080 (ASTM, 2011).

A moldagem dos corpos de prova dos materiais M30, M50, M75 e M100, foi feita com o solo no teor de umidade igual ao limite de liquidez. A quantidade de água destilada pré-determinada era adicionada ao solo e misturada até que se observasse uma pasta homogênea. Posteriormente, o solo era depositado na caixa de cisalhamento (aproximadamente 60 mm de diâmetro e 32,50 mm de altura). Para acomodar o material na caixa foi utilizado um compactador de madeira. A areia, por sua vez, foi moldada nos índices de vazios máximo e mínimo. A massa de sólidos necessária para que se obtivesse os índices de vazios pré-determinados foi calculada previamente. Para obter a amostra com índice de vazios máximo, a areia era depositada diretamente na caixa de cisalhamento com a ajuda de um funil. Para a moldagem no índice de vazios mínimo, o material era compactado com o auxílio de um compactador de madeira.

Os dados de moldagem de cada corpo de prova são apresentados na Tabela 4.1. A Figura 4.10 mostra o material utilizado na moldagem, a caixa de cisalhamento direto, e a máquina utilizada para a realização dos ensaios. A Figura 4.11 apresenta um dos corpos de prova moldados para ensaio do material M30.

Tabela 4.1 - Dados da moldagem dos corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto.

Material	Tensão (kPa)	e	w (%)	n (%)	S (%)
M0 e _{mín.}	50	0,55	0,00	35,56	0,00
	100	0,55	0,00	35,37	0,00
	200	0,55	0,00	35,56	0,00
	400	0,55	0,00	35,55	0,00
M0 e _{máx.}	50	0,83	0,00	45,44	0,00
	100	0,84	0,00	45,54	0,00
	200	0,84	0,00	45,53	0,00
	300	0,83	0,00	45,48	0,00
	400	0,84	0,00	45,53	0,00
M30	50	0,56	19,31	35,96	92,49

	100	0,55	19,39	35,46	94,88
	200	0,56	19,50	36,06	92,97
	300	0,55	19,67	35,54	95,92
	400	0,56	19,58	35,74	94,69
M50	50	0,78	28,62	43,75	98,89
	100	0,76	28,03	43,10	99,40
	200	0,76	28,03	43,16	99,28
	300	0,78	29,22	43,72	100,00
	400	0,77	28,52	43,47	99,72
M75	50	1,00	36,33	50,01	98,18
	100	0,98	36,22	49,55	99,74
	200	0,99	36,27	49,68	98,80
	300	0,98	35,64	49,46	97,95
	400	0,99	36,48	49,74	99,13
M100	50	1,21	44,24	54,82	98,81
	100	1,20	43,64	54,60	98,35
	200	1,22	44,24	54,99	98,15
	300	1,24	44,31	55,36	96,81
	400	1,25	45,59	55,64	98,52

Figura 4.10 - a) Material utilizado na moldagem dos corpos de prova e caixa de cisalhamento direto; b) Máquina de cisalhamento direto.

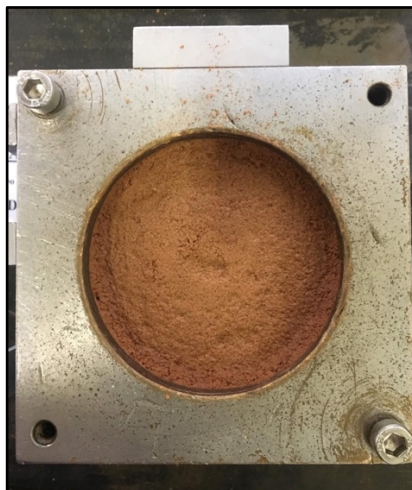


a)



b)

Figura 4.11 - Corpo de prova do material M30 na caixa de cisalhamento.



Após a moldagem, a caixa de cisalhamento era levada para a prensa de cisalhamento onde era aplicada a carga normal. Os níveis de tensão normal aplicados foram 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. Todos os ensaios foram inundados no momento de aplicação da carga normal.

No caso da areia pura, a amostra era submetida ao carregamento normal por um período de duas horas e posteriormente cisalhada na velocidade de 0,05 mm/min. Para os materiais M30, M50, M75 e M100 não foi possível a aplicação de toda a carga em um único estágio. Segundo a D3080 (ASTM, 2011), ao se trabalhar com materiais nessa consistência, pode ser necessário aplicar estágios de carregamento para que não ocorra extrusão de material pelas pedras porosas. Para tanto, o número de estágios de carga variou conforme a carga normal a ser aplicada. Para o ensaio com 400 kPa de tensão normal, por exemplo, foram feitos estágios de carregamento de 50, 100, 200 e 400kPa. Os primeiros estágios permaneciam por 2 horas, cada. O último estágio, correspondente ao total da carga normal, permanecia por 24 horas.

Após a aplicação da carga normal, dava-se início ao cisalhamento com velocidade definida conforme a norma D3080 (ASTM, 2011). O cálculo da velocidade foi feito de maneira que os ensaios fossem drenados. O material tomado como base para o cálculo foi o M100, uma vez que apresenta maior quantidade de finos e, portanto, maior tendência de gerar poro pressão durante o cisalhamento. O cálculo foi feito a partir das Equação 12 e Equação 13. A aplicação das equações mostrou como resultado a velocidade igual a 0,04 mm/min. O ensaio era finalizado quando a leitura do relógio comparador horizontal era de 6 mm.

$$t_f = 50t_{50}$$

Equação 12

Na qual:

t_f – Tempo estimado para a ruptura ocorrer, em minutos;

t_{50} – Tempo necessário para que o corpo de prova alcance 50% de adensamento sob o máximo incremento de tensão, em minutos (obtido da curva de deformação *versus* log do tempo).

$$R_d = \frac{d_f}{t_f}$$

Equação 13

Na qual:

R_d – Velocidade de cisalhamento, em mm/min;

d_f – Deslocamento lateral relativo estimado na ruptura, igual a 10mm para solos finos e normalmente adensado, segundo a D2435 (ASTM, 2011).

4.4 Resultados e Discussões

Para o estudo da resistência ao cisalhamento dos materiais foram realizados 29 ensaios de cisalhamento direito. As curvas tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal, deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal e as envoltórias de resistência são apresentadas nas Figuras 4.12 a 4.17. Em relação as envoltórias, todos os materiais foram considerados com coesão nula para o ajuste da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. Essa consideração foi feita para os materiais M30, M50, M75 e M100 uma vez que as amostras se encontravam na condição normalmente adensada. Isso se confirmou no comportamento das curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal (sem pico de resistência) e no comportamento de variação de volume (comportamento compressivo).

Os resultados para a areia com índice de vazios máximo (Figura 4.12) apresentaram apenas compressão e não foi observado pico de resistência, conforme esperado. As amostras com índice de vazios mínimo apresentaram comportamento típico de areia compacta. Os picos de resistência ocorreram para deslocamentos horizontais no intervalo de 0,9 a 1,4mm. Nas curvas deslocamento vertical em função

Figura 4.12 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M0 com índice de vazios máximo.

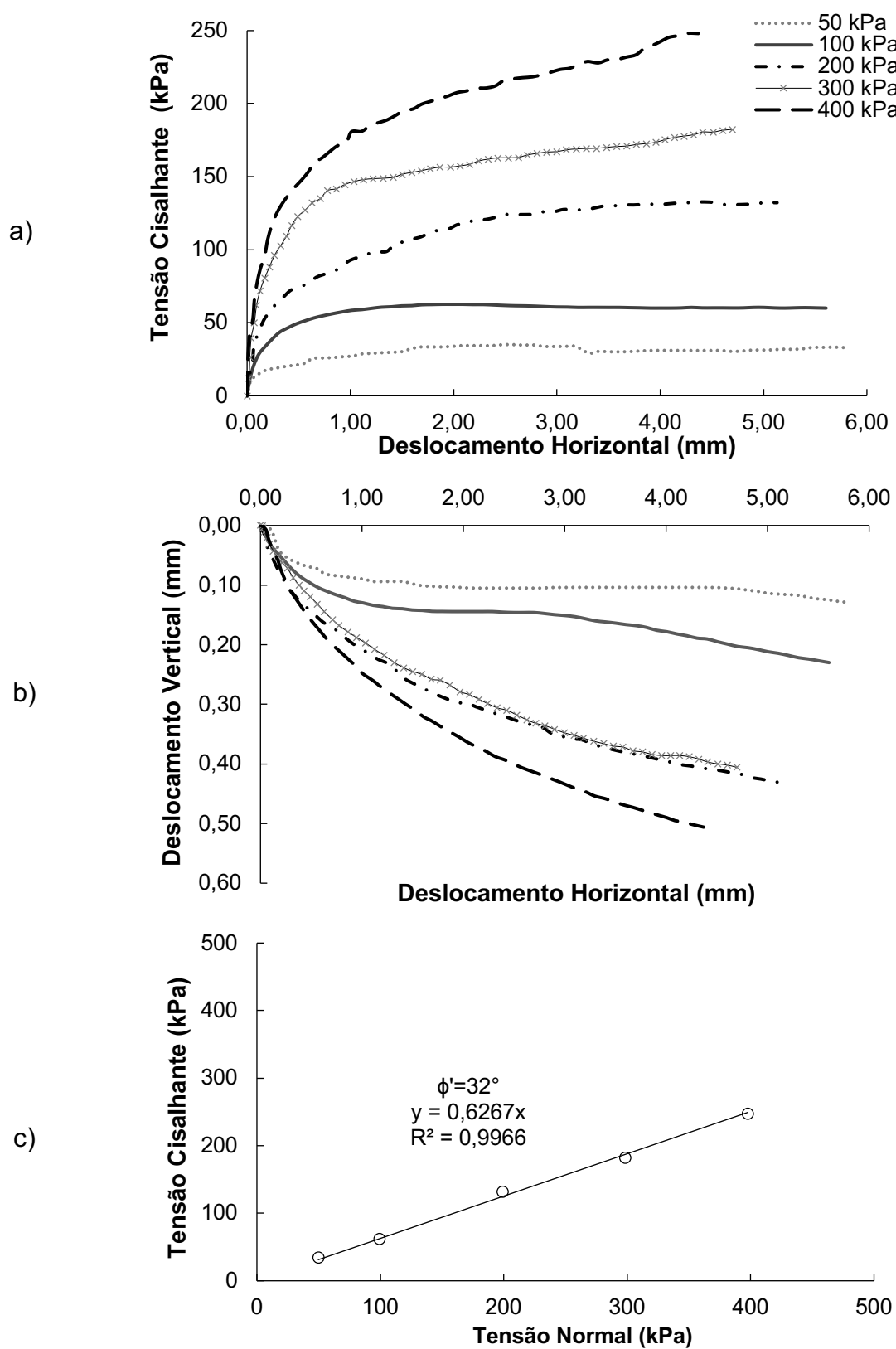


Figura 4.13 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M0 com índice de vazios mínimo.

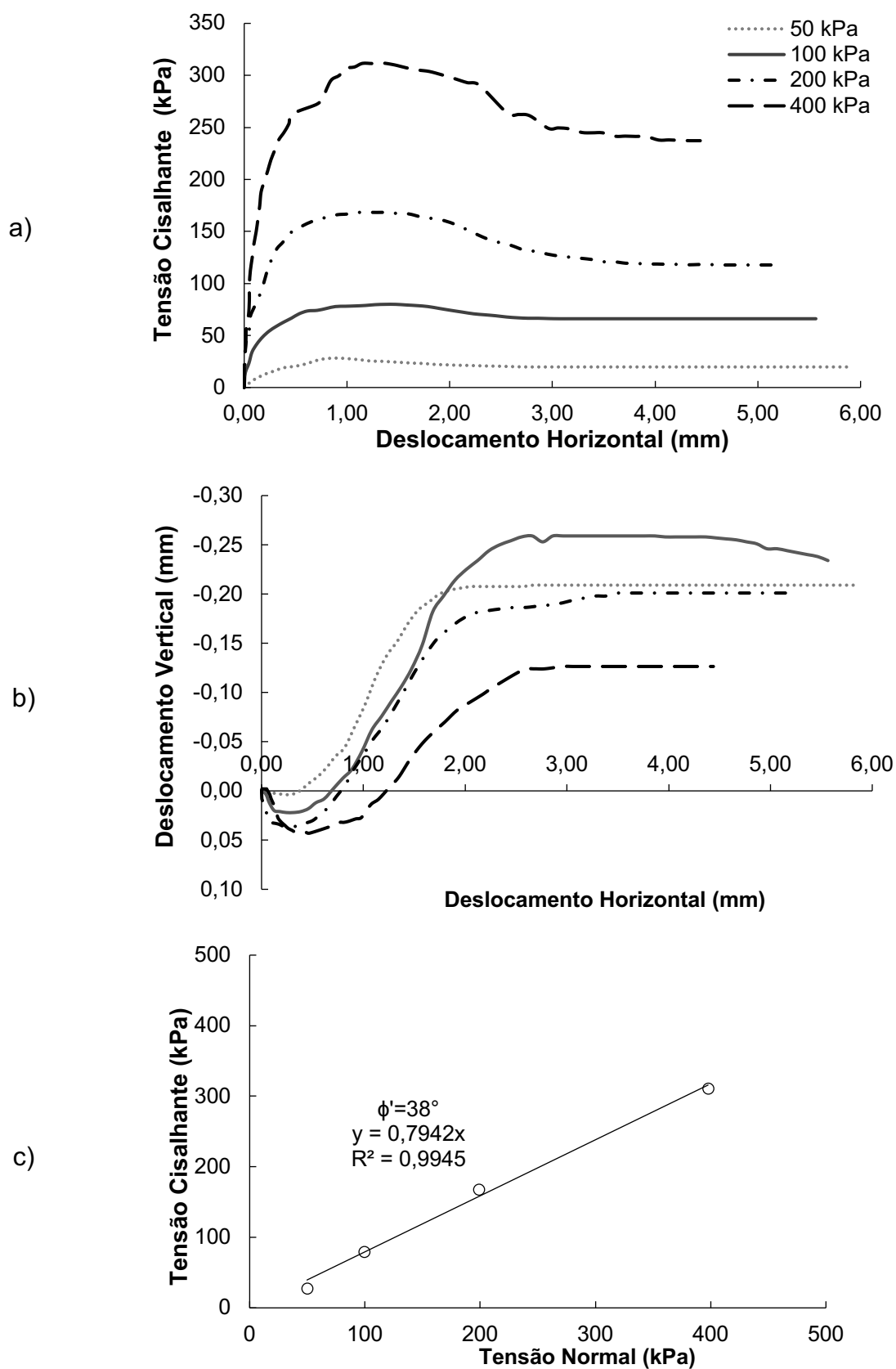


Figura 4.14 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M30.

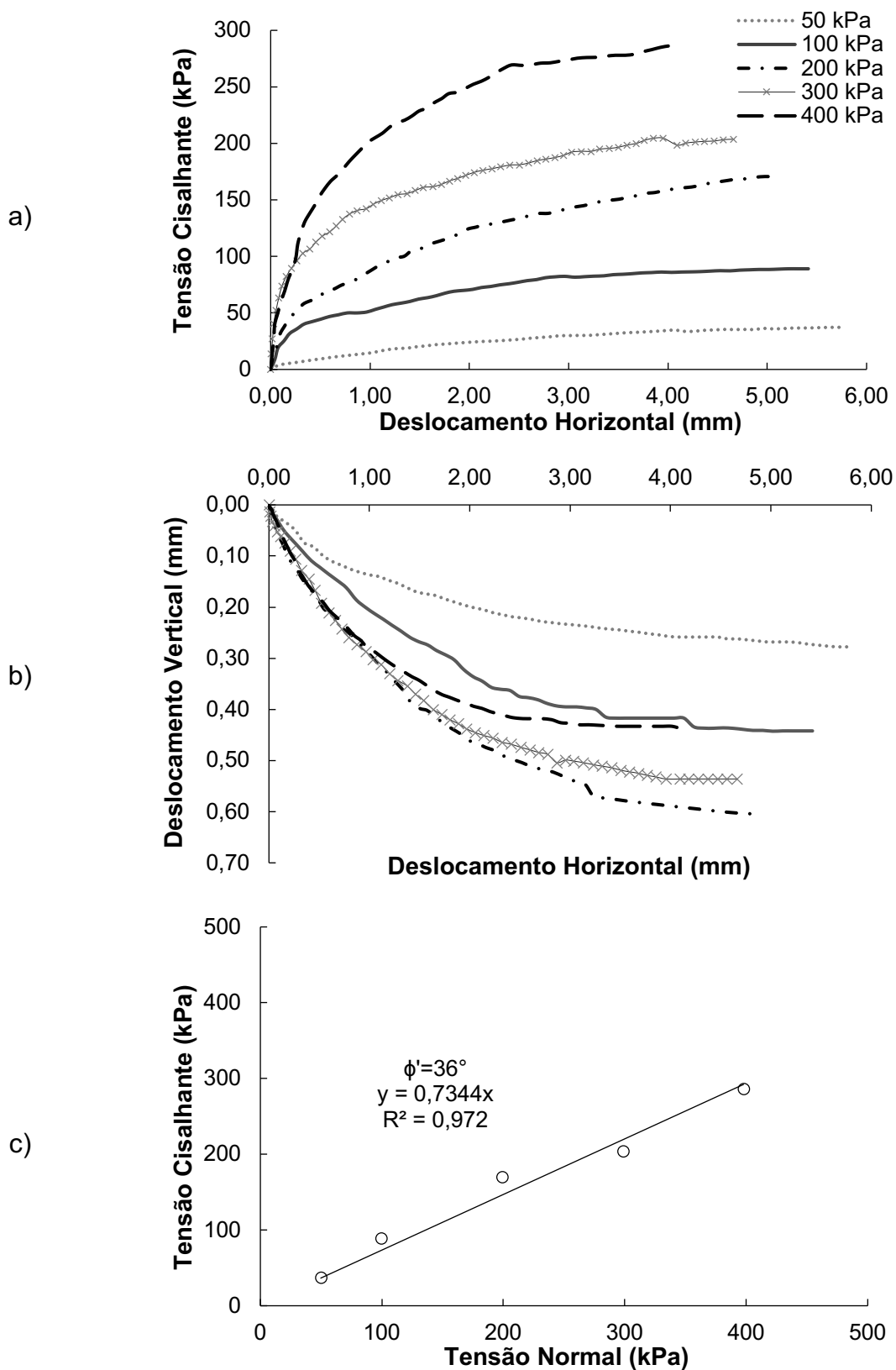


Figura 4.15 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M50.

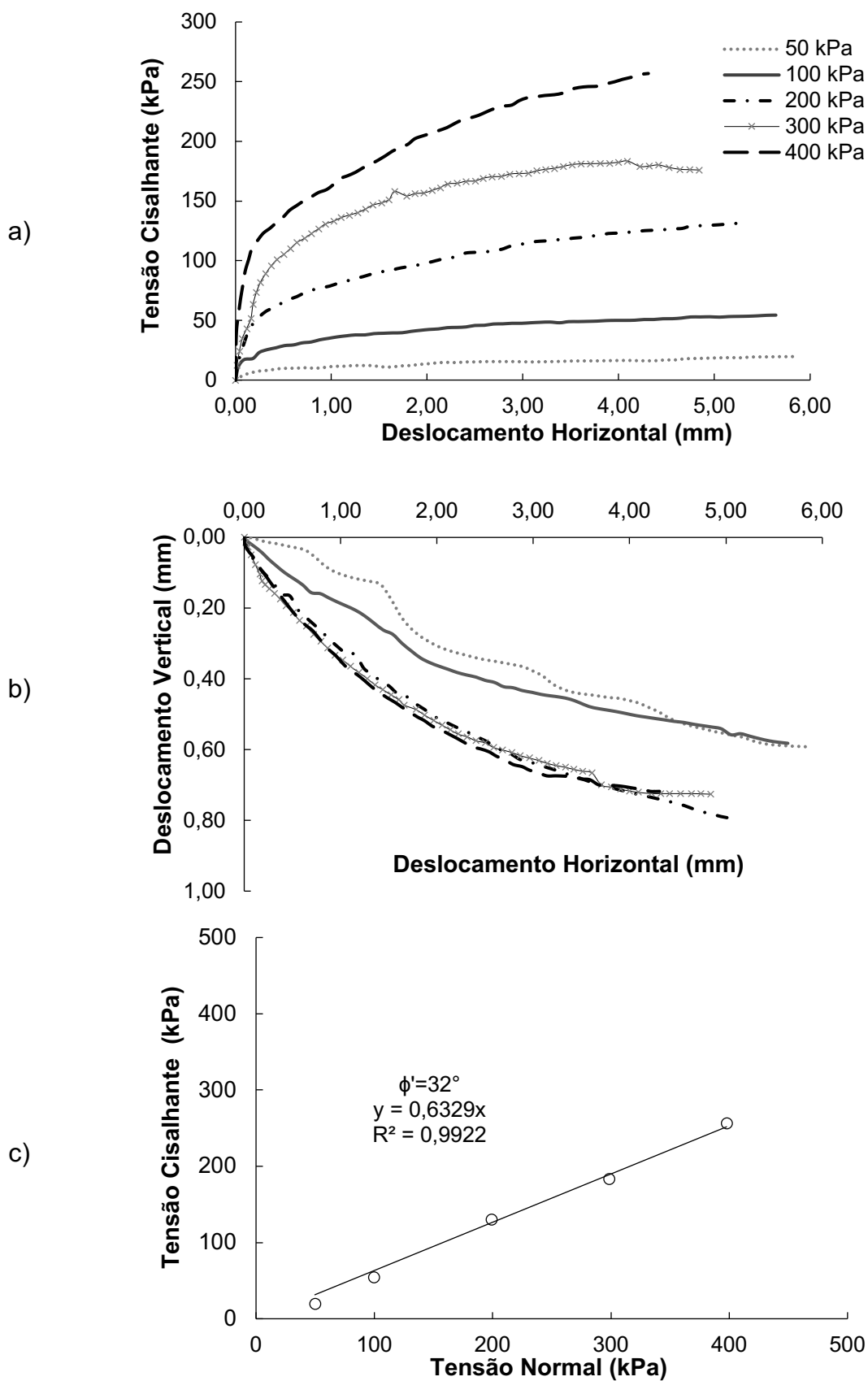


Figura 4.16 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envoltória do material M75.

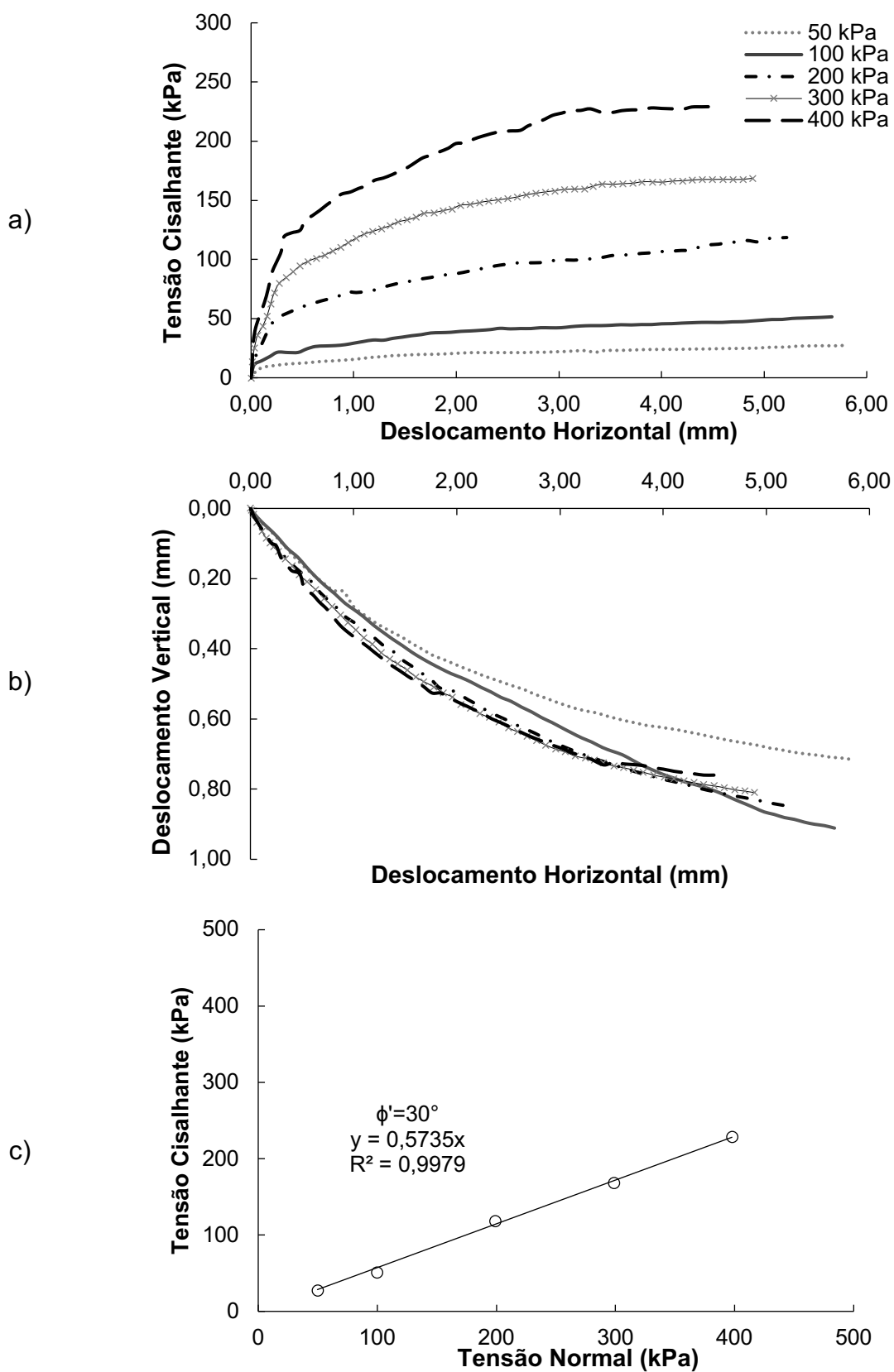
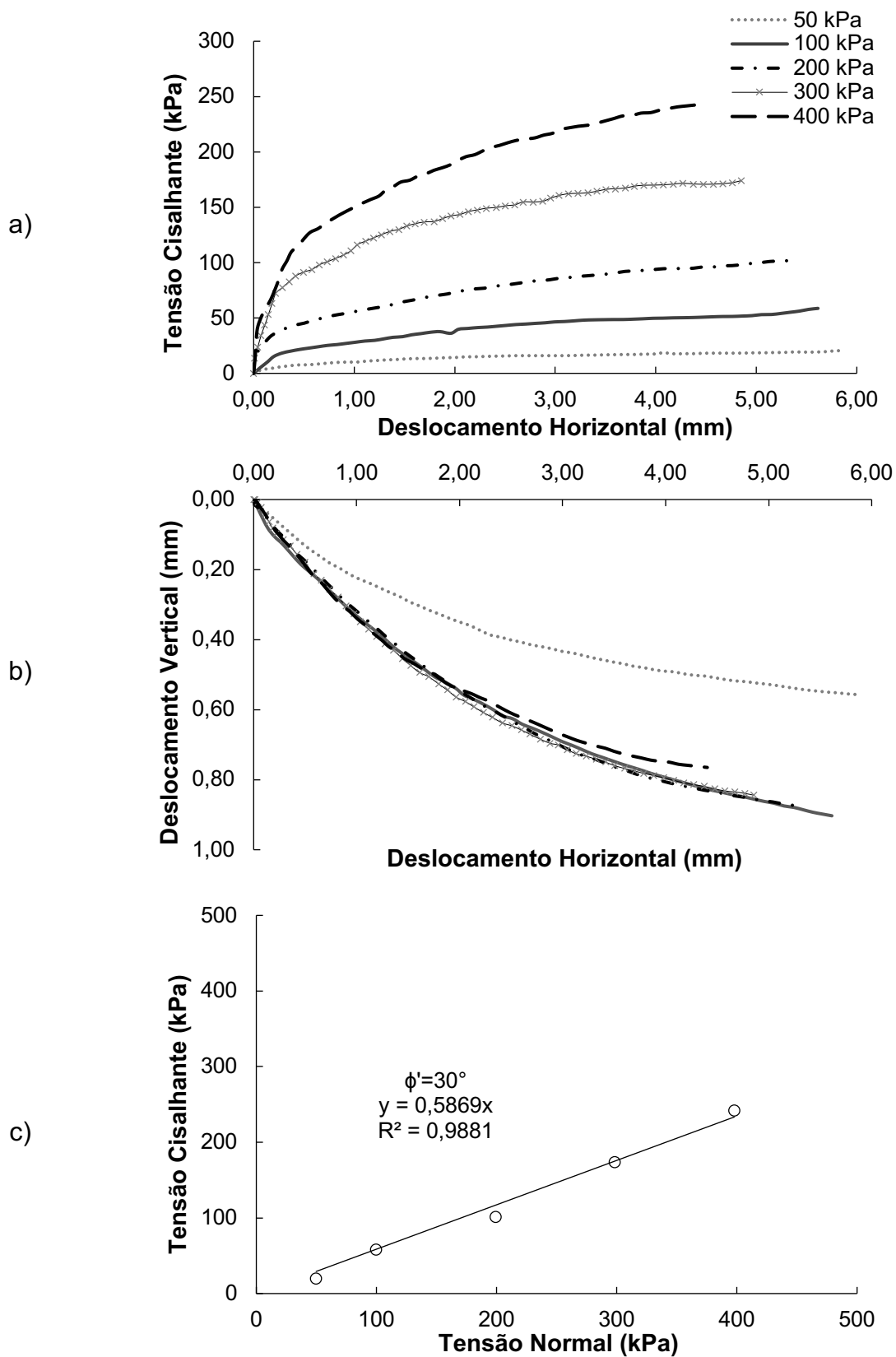


Figura 4.17 - a) Tensão – Deslocamento Horizontal, b) Deslocamento vertical – Deslocamento horizontal e c) Envolvória do material M100.



do deslocamento horizontal da Figura 4.13 percebe-se a ocorrência da dilatância, ou seja, o material inicialmente apresenta comportamento compressivo com posterior expansão conforme o cisalhamento acontece. Esse fenômeno, juntamente com o rearranjo das partículas durante o ensaio, contribui para que o ângulo de atrito da areia compacta seja maior do que o da areia fofa. Para a areia estudada, os ângulos de atrito na condição compacta e fofa foram 38° e 32° , respectivamente.

As curvas tensão *versus* deslocamento horizontal dos materiais M30, M50, M75 e M100 apresentaram tendência de estabilização da tensão cisalhante com o aumento do deslocamento horizontal. Em relação aos gráficos de deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal, apenas compressão é observada para todas as amostras. O comportamento analisado é o esperado para amostras normalmente adensadas.

A partir dos valores máximo de tensão cisalhante obtidos das curvas tensão *versus* deslocamento horizontal foi plotado o gráfico da Figura 4.18, que correlaciona a tensão cisalhante máxima com a variação do teor de finos para cada uma das tensões normais de 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. Os valores de tensão cisalhante correspondente a areia, expressos no gráfico da Figura 4.18, são provenientes do material M0 com índice de vazios máximo. Essa condição corresponde a mais desfavorável para a areia e, portanto, considerou-se a mais coerente para comparação em termos de resistência com as amostras reconstituídas M30, M50, M75 e M100. As envoltórias de resistência para os materiais em estudo são apresentadas na Figura 4.19. O ângulo de atrito variou entre 30° e 38° , sendo essa variação dependente do teor de finos (Figura 4.20).

A análise da Figura 4.18 permite observar que a tensão cisalhante varia com o aumento da quantidade de finos. Para todas as tensões normais aplicadas é possível observar o seguinte padrão: a adição de 30% de finos na areia proporcionou às misturas uma maior resistência ao cisalhamento, quando comparada com a areia no índice de vazios máximo. A partir de 30% observa-se uma diminuição da resistência. As misturas com porcentagens de finos variando entre 30 e 75% apresentam resistência diminuindo gradualmente. Essa redução é tal que, a partir de 50%, a resistência ao cisalhamento das misturas é próxima a da areia pura e tende a diminuir para um valor muito próximo ao do material composto apenas por finos. A adição de finos acima de 75% não provoca variação significativa na resistência, de tal forma que o ângulo de atrito não é afetado.

Figura 4.18 - Tensão cisalhante máxima das misturas em função do teor de finos e da tensão normal.

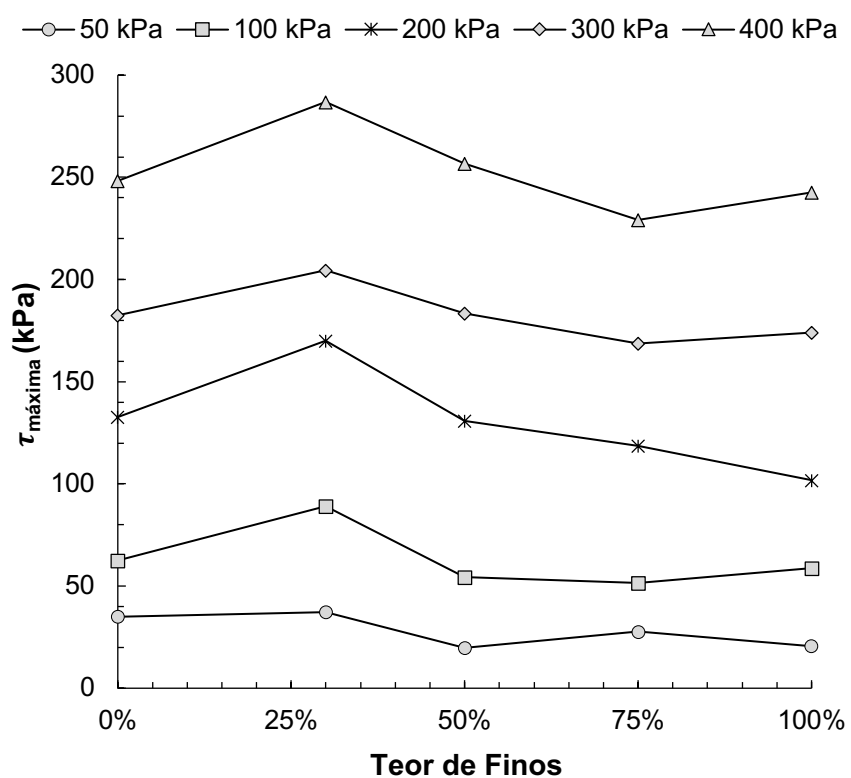


Figura 4.19 - Envoltórias de resistência.

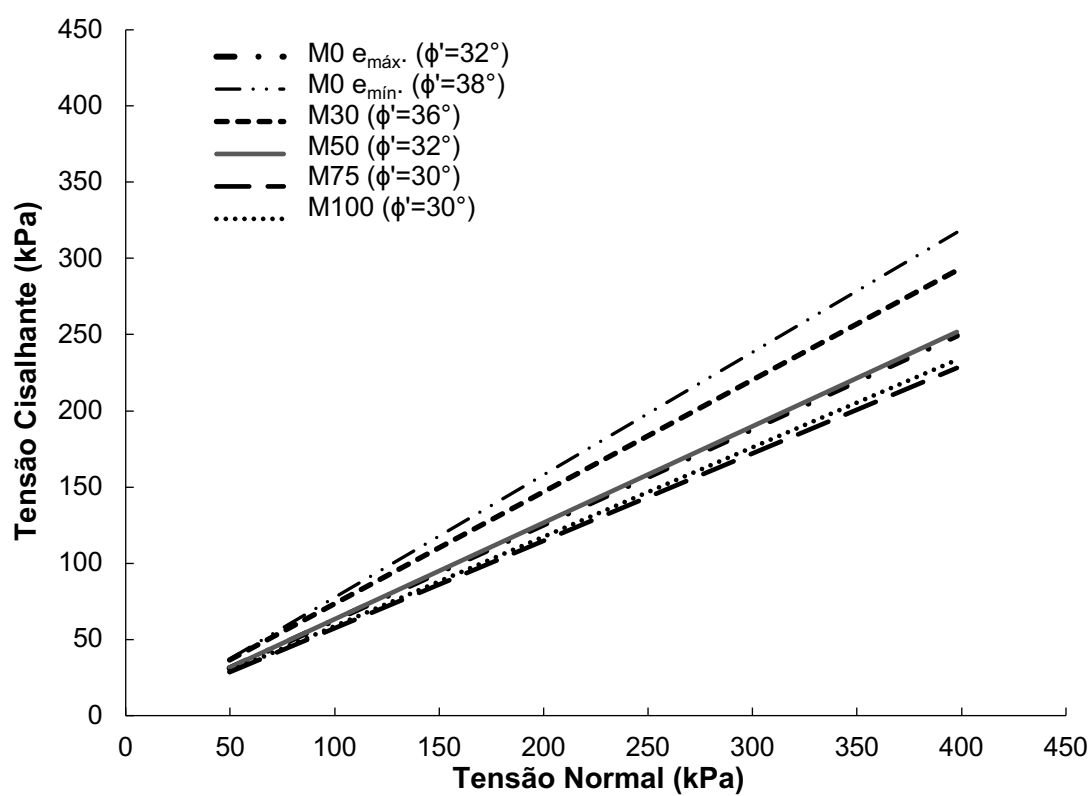
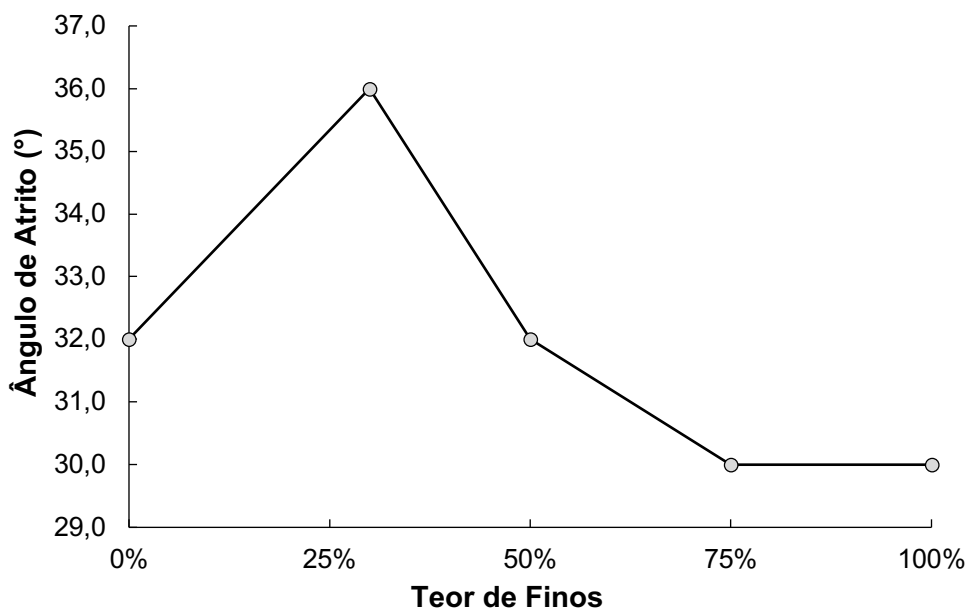


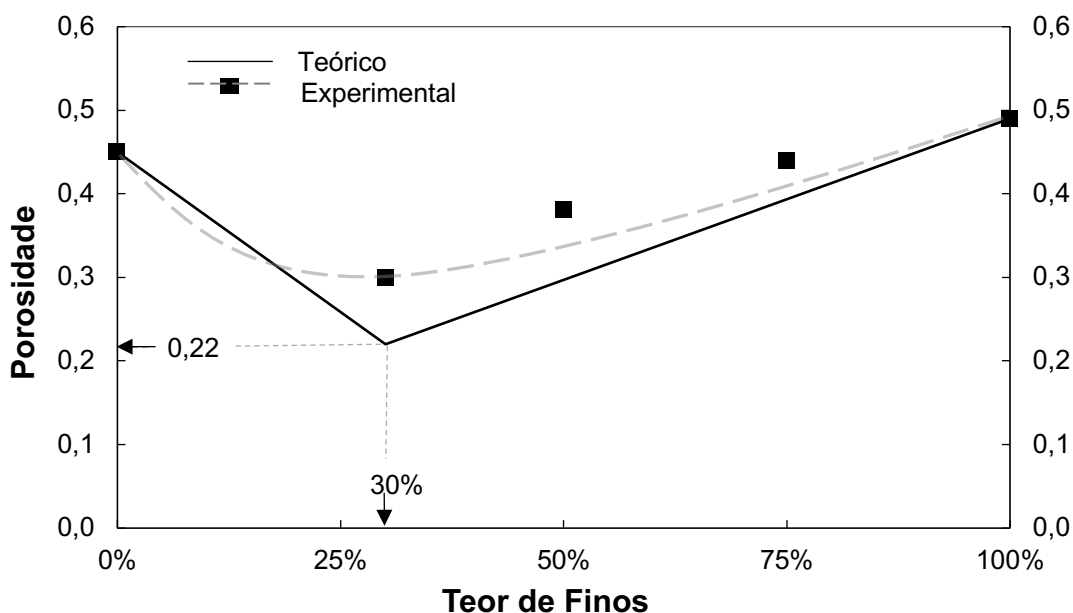
Figura 4.20 - Variação do ângulo de atrito em relação ao teor de finos.



4.4.1 Análise da influência do teor finos a partir da porosidade mínima

Ao se estabelecer uma relação entre a porosidade e o teor de finos, conforme proposto por Vallejo & Mawby (2000), o diagrama da Figura 4.21 é obtido. Os valores experimentais correspondem a porosidade desenvolvidas pelas misturas após o adensamento com tensão de 100 kPa. O valor de mínima porosidade foi calculado de acordo com as Equação 10 e Equação 11.

Figura 4.21 - Variação da porosidade com o teor de finos.



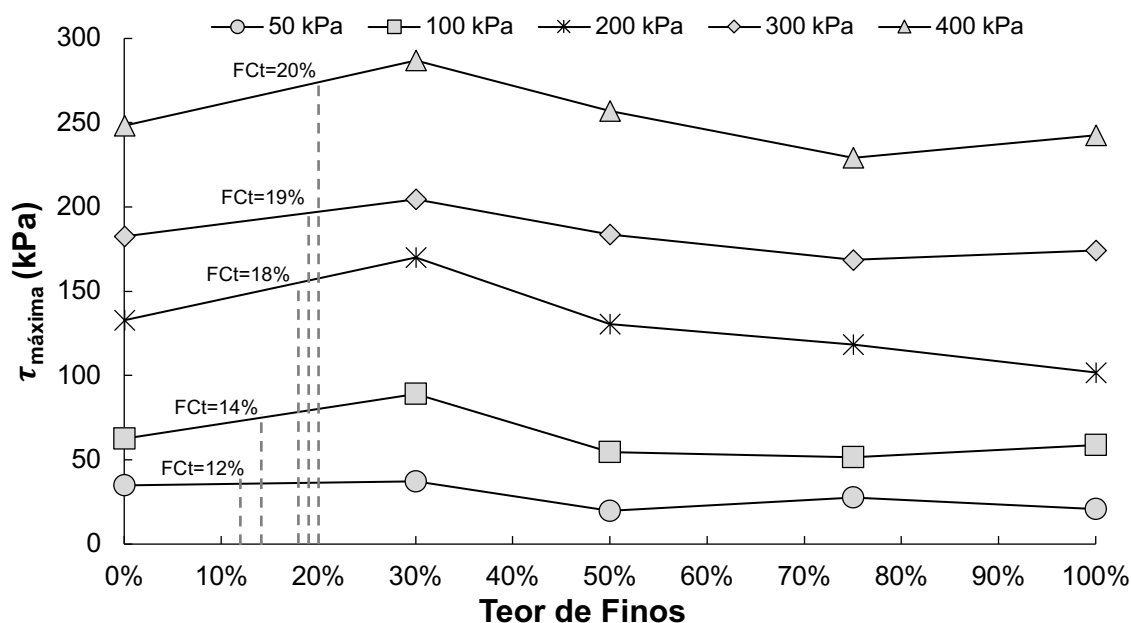
O valor teórico de porosidade mínima aconteceria para uma mistura com 30% de finos. Segundo Vallejo & Mawby (2000), esse ponto representa o início da transição do comportamento controlado pela fração de areia e o controlado pela fração fina. De fato, observa-se que para teores mais elevados, a resistência ao cisalhamento começa a diminuir e tende para o valor de resistência do material M100. Essa transição pode ser observada nas Figuras 4.18 a 4.20.

4.4.2 Análise da influência do teor finos a partir do teor de finos de transição (FC_t)

Uma outra forma de se abordar o comportamento de misturas de areias e finos é através do teor de finos de transição, conforme proposto por Monkul & Ozden (2007) e Cabalar (2011). Sabe-se que a adição de finos em uma matriz arenosa até determinado valor pode melhorar a resistência ao cisalhamento do material, desde que os finos sejam suficientes para preencher os vazios e não interfiram no contato grão a grão das partículas de areia. Segundo o conceito do teor de finos de transição de Monkul & Ozden (2007), teores maiores que o FC_t implica que as partículas de finos estão presentes numa quantidade tal que começam a separar os grãos de areia e a diminuir os pontos de contato ($e_s > e_{máx., areia}$), reduzindo a resistência ao cisalhamento. Espera-se, portanto, que a resistência reduza a partir dos valores de FC_t determinados.

Na Figura 4.22 são expostas as variações das tensões cisalhantes com o teor de finos para as tensões normais de 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. As linhas tracejadas representam os valores do FC_t determinados por interpolação dos dados dos ensaios de compressão edométrica. No gráfico da resistência em função do teor de finos, após o FC_t ocorre um aumento na resistência ao cisalhamento até 30% de finos, seguido de redução da resistência para teores de finos mais elevados. Vale ressaltar que as curvas apresentadas no gráfico foram geradas a partir dos dados obtidos para amostras com 30, 50, 75 e 100% de finos. Para os teores intermediários a tendência foi estimada. Logo, resultados de cisalhamento direto com amostras contendo finos no intervalo de 0% a 30%, possivelmente, mostraria melhor o comportamento esperado.

Figura 4.22 – Teores de finos de transição para as tensões de 50, 100, 200, 300 e 400 kPa.



4.5 Considerações Finais

O presente capítulo teve como objetivo contribuir para o estudo da resistência ao cisalhamento de misturas de areia e finos a partir da realização de ensaios de cisalhamento direto.

Os ensaios de cisalhamento direto resultaram em ângulos de atrito variando de 30°, para as misturas com 75% e 100% de finos, 32° para a areia com índice de vazios máximo e para a mistura com 50% de finos, 36° para a mistura com 30% de finos e 38° para a areia com índice de vazios mínimo. Houve, para a mistura com adição de 30% de finos, aumento da resistência ao cisalhamento.

Para todas as tensões normais aplicadas é possível observar um padrão: a adição de 30% de finos na areia proporcionou às misturas uma maior resistência ao cisalhamento, quando comparada a resistência da areia com índice de vazios máximo. As misturas com porcentagem de finos variando entre 50-75% apresentaram resistência diminuindo gradualmente, desde um valor próximo ao do material M0 até um valor muito próximo ao do material M100. Adição de finos acima de 75% não provoca variação significativa na resistência ao cisalhamento, de tal forma que o ângulo de atrito não é afetado.

O comportamento resistente das misturas de areia e finos foi analisada sob duas perspectivas: considerando a porosidade mínima (Vallejo & Mawby, 2000) e o

teor de finos de transição determinado a partir de ensaios de compressão edométrica (Monkul & Ozden, 2007).

No primeiro caso, determinou-se que a porosidade mínima está relacionada a presença de 30% de finos, que corresponde ao início da transição do comportamento controlado pela fração de areia e o controlado pela fração fina. Esse resultado apresentou boa concordância com o comportamento observado nos ensaios de cisalhamento direto.

O teor de finos de transição, determinado por meio de ensaios edométricos, não é um valor único e é tão maior quanto maior a tensão vertical efetiva. Os resultados obtidos indicam que a transição de comportamento ocorre na faixa de valores entre 12 e 20% quando se considera tensões verticais variando entre 50 e 400 kPa. No entanto, para melhor correlacionar os teores de finos de transição com a resistência ao cisalhamento, são necessários ensaios de cisalhamento direto adicionais com misturas cujas porcentagens de finos variem entre 0 e 30%.

Capítulo 5

Conclusões

O presente trabalho estudou a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento de misturas de areias e finos, provenientes de um sedimento Pós-Barreiras da cidade de Natal/RN. Para tanto foram realizados ensaios de compressão edométrica e cisalhamento direto. O estudo do comportamento mecânico foi precedido por análise química, mineralógica e geotécnica. Adicionalmente, foram caracterizados outros quatro sedimentos do litoral do Rio Grande do Norte pertencentes ao Pós-Barreiras.

Os sedimentos estudados apresentaram características químicas, mineralógicas e geotécnicas muito semelhantes. Pode-se inferir que os pontos coletados façam parte de um mesmo ambiente de sedimentação, nesse caso, o Pós-Barreiras. Os materiais foram caracterizados como SC (Areia Argilosa) ou SC-SM (Areia Argilo-Siltosa) de baixa a média plasticidade. A fração argilosa apresenta baixa atividade, atribuída à presença de argilominerais do tipo 1:1. As análises químicas identificaram óxido de silício, alumínio e ferro como os principais óxidos. As análises de DRX identificaram quartzo, nacrita e anatásio.

O estudo da compressibilidade compreendeu a análise da variação dos parâmetros de compressão com a adição do teor de finos, a determinação do teor de finos de transição e a determinação da linha de compressão intrínseca. Os parâmetros de compressibilidade variam com o aumento do teor de finos e com a tensão vertical considerada. O comportamento compressivo é dependente das condições iniciais de moldagem, de forma que os materiais moldados no limite de liquidez se mostraram mais sensíveis à adição de finos. Em geral, o índice de compressão, o coeficiente de compressibilidade e o coeficiente de variação volumétrica aumentam com o teor de finos, enquanto o módulo de compressão edométrica e o coeficiente de adensamento diminuem. O teor de finos a partir do qual os finos passam a exercer maior influência depende do parâmetro em análise, da condição de moldagem e da tensão. O teor de finos de transição mostrou ser dependente da tensão vertical efetiva e variou entre 10 e 30%, não sendo significativamente influenciado pela condição inicial de moldagem. Em relação a compressão intrínseca, foi possível determinar um único ajuste linear para as misturas e para os finos, indicando que a adição de areia não modificou

significativamente o índice de vazios intrínseco. A normalização das curvas de compressão resultou em um ajuste muito próximo ao da ICL de Burland (1990).

A resistência ao cisalhamento das misturas foi estudada a partir de ensaios de cisalhamento direto. O ângulo de atrito variou entre 30° e 38° . Para a mistura com adição de 30% de finos foi verificado aumento da resistência ao cisalhamento. Para teores de finos maiores, a resistência diminui até um valor próximo à apresentada pela matriz de finos. Esse comportamento foi associado a um valor de porosidade mínima, que ocorre para um teor de finos igual a 30%. Esse resultado apresentou boa concordância com o comportamento observado nos ensaios de cisalhamento direto. Outra perspectiva de análise da resistência ao cisalhamento foi feita a partir dos valores de teores de finos de transição determinados nos ensaios edométricos. Os resultados obtidos indicam que a transição de comportamento ocorre na faixa de valores entre 12 e 20% quando se considera tensões verticais variando entre 50 e 400 kPa.

Como recomendação para trabalhos futuros, sugere-se a realização de ensaios edométricos e de cisalhamento direto com maior número de amostras com teores de finos variando entre 0 e 50%. Dessa forma, as afirmações em relação aos parâmetros de compressibilidade podem ser mais precisas, bem como a determinação do teor de finos de transição e sua relação com a resistência ao cisalhamento. Por fim, o estudo da compressão intrínseca pode ser visto como um estudo inicial para futuras pesquisas acerca da estrutura do solo. Para tanto, fica como sugestão a determinação das curvas de compressão de amostras indeformadas.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080-11: Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. ASTM International: West Conshohocken, USA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2435-11: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. ASTM International: West Conshohocken, USA, 2011.

ANDRADES-FILHO, C. DE O.; ROSSETTI, D. F.; BEZERRA, F. H. R.; MEDEIROS, W. E.; VALERIANO, M. DE M.; CREMON, E. H.; OLIVEIRA, R. G. DE. Mapping Neogene and Quaternary sedimentary deposits in northeastern Brazil by integrating geophysics, remote sensing and geological field data. **Journal of South American Earth Sciences**, v. 56, p. 316–327, 2014.

ARAI, M. A grande elevação eustática do mioceno e sua influência na origem do grupo barreiras. **Geologia USP - Serie Cientifica**, v. 6, n. 2, p. 1–6, 2006.

ARAÚJO, V. D. DE; REYES-PERES, Y. A.; LIMA, R. O.; PELOSI, A. P. DE M. R.; MENEZES, L; CÓRDOBA, V. C.; LIMA-FILHO, F. P. Fácies e sistema deposicional da formação barreiras na região da barreira do inferno, litoral oriental do Rio Grande do Norte. **Geologia USP - Serie Cientifica**, v. 6, n. 2, p. 43–49, 2006.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12051: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1991.

BALSAMO, F. S.; SALVINI, F.; SILVA, A. T.; LIMA, C. C. Structural and petrophysical evolution of extensional fault zones in low-porosity, poorly lithified sandstones of the Barreiras Formation, NE Brazil. **Journal of Structural Geology**, v. 32, n. 11, p. 1806–1826, 2010.

BALSAMO, F.; BEZERRA, F. H. R.; VIEIRA, M. M.; STORTI, F. Structural control on the formation of iron-oxide concretions and Liesegang bands in faulted, poorly lithified Cenozoic sandstones of the Paraíba basin, Brazil. **Bulletin of the Geological Society of America**, v. 125, n. 5–6, p. 913–931, 2013.

BARBOSA, Nathalia Marinho. **Estabilidade das falésias da barreira do inferno - RN.** 2017. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

BARRETO, A. M. F.; SUGUIO, K.; BEZERRA, F. H. R.; TATUMI, S. H.; YEE, M.; GIANNINI, P. C. F. Geologia e Geomorfologia do Quaternário Costeiro do Estado do

Rio Grande do Norte. **Revista do Instituto de Geociências - USP Geol.**, v. 4, n. 2, p. 1–12, 2004.

BEZERRA, F. H. R.; MELLO, C. L.; SUGUIO, K. A formação barreiras: Recentes avanços e antigas questões. **Geologia USP - Serie Científica**, v. 6, n. 2, 2006.

BOLTON, M. D.; FRAGASZY, R. J.; LEE, D. M. **Broadening the Specification of Granular Fills**. Transportation Research Record No. 1309, Geotechnical Engineering 1991. **Anais...**Washington DC: 1991

BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 329–378, 1990.

CABALAR, A. F. The Effects of Fines on the Behaviour of a Sand Mixture. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 29, n. 1, p. 91–100, 2011.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Determining Intrinsic Compressibility of Fine-Grained Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 8, p. 872–877, 2004.

CHAVES, Leonardo Flamarion Marques. **Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte**. 1979. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1979.

CHU, C.; WU, Z.; DENG, Y.; CHEN, Y.; WANG, Q. Intrinsic compression behavior of remolded sand–clay mixture. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 54, n. 7, p. 926–932, 2017.

CUNHA, José Eduardo Vilar. **Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento Através da Metodologia da ABCP**. 1992. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1992.

DENG, Y. ; WU, Z.; CUI, Y.; LIU, S.; WANG, Q. Sand fraction effect on hydro-

mechanical behavior of sand-clay mixture. **Applied Clay Science**, v. 135, p. 355–361, 2017

FEI, K. Experimental study of the mechanical behavior of clay-aggregate mixtures. **Engineering Geology**, v. 210, p. 1–9, 2016.

KIM, D.; NAM, B. H.; YOUN, H. Effect of clay content on the shear strength of clay–sand mixture. **International Journal of Geo-Engineering**, v. 9, n. 1, p. 19, 2018.

LADE, P. V.; LIGGIO, C. D.; YAMAMURO, J. A. Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 21, n. 4, p. 336–347, 1998.

LIMA, C. C. U. DE; VILAS BOAS, G. D. S.; BEZERRA, F. H. R. Faciologia e análise tectônica preliminar da Formação Barreiras no Litoral Sul do estado da Bahia, Brasil. **Geologia USP. Série Científica**, v. 6, n. 2, p. 71–80, 2006.

LUCENA, Thaís Sousa. **Efeito da variação do teor de umidade e da energia de compactação sobre as propriedades mecânicas de um solo laterítico**. 2015. 13 f. TCC (Graduação) - Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2015.

MITCHELL, James K.; SOGA, Kenichi. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2005. 558 p.

MONKUL, M. M.; OZDEN, G. Compressional behavior of clayey sand and transition fines content. **Engineering Geology**, v. 89, n. 3–4, p. 195–205, 2007.

PEREIRA, Iara Cristianny de Brito Barbosa Albuquerque. **Contribuição ao Conhecimento do Meio Físico da Região do Complexo Estuarino-Lagunar Nísia Floresta-Papeba-Guaráíras**. Natal, 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

PEREIRA, Kiev Luiz de Araújo. **Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos**. Natal, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

ROSSETTI, D. F.; GÓES, A. M.; BEZERRA, F. H. R.; VALERIANO, M. M.; BRITONEVES, B. B; OCHOA, F. L. Contribution to the stratigraphy of the onshore Paraíba basin, Brazil. **Anais da Academia Brasileira de Ciencias**, v. 84, n. 2, p. 313–333, 2012.

ROSSETTI, D. F.; BEZERRA, F. H. R.; DOMINGUEZ, J. M. L. Late oligocene-miocene transgressions along the equatorial and eastern margins of brazil. **Earth-Science Reviews**, v. 123, p. 87–112, 2013.

ROSSETTI, D. F.; GÓES, A. M. Marine influence in the Barreiras Formation, State of Alagoas, northeastern Brazil. **Anais da Academia Brasileira de Ciencias**, v. 81, n. 4, p. 741–755, 2009.

SANTOS JÚNIOR, O. F.; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Propriedades Geotécnicas dos Sedimentos da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte - Brasil. **Geotecnia**, v. 134, p. 87–108, 2015.

SEVERO, Ricardo Nascimento Flores. **Análise da estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa – RN**. Natal, 2005. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária). Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

SEVERO, Ricardo Nascimento Flores. **Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul - RN considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente**. Recife, 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco.

SHIN, H.; SANTAMARINA, J. C. Role of Particle Angularity on the Mechanical

Behavior of Granular Mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 2, p. 353–355, 2013.

SILVA, William de Souza e. **Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnico das Falésias do Município de Tibau do Sul – Litoral Oriental do RN**. Natal, 2003. 132p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária). Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

SIMPSON, D. C.; EVANS, T. M. On Behavioral Thresholds in Mixtures of Sand and Kaolinite Clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 2, p. 1–10, 2014.

SOUZA JR., Carlos de. **Análise da Estabilidade de Falésias na Zona Costeira de Baía Formosa/RN**. Natal, 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

SOUSA, Ray de Araujo. **Resistência e compressibilidade de solos da formação barreiras da região de Natal/RN**. 2018. 87 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

SOUZA, Talis Arthur Cruz de. **Efeito da variação da energia de compactação sobre as propriedades mecânicas de um solo laterítico**. 2016. 18 f. TCC (Graduação) - Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

TAQUEZ, David Esteban Diaz. **Susceptibilidade à ocorrência de movimentos de massa e avaliação da estabilidade de falésias sob condição não saturada: Estudo de caso no Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno – Brasil**. 2017. 216f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

THEVANAYAGAM, S. Effect of Fines and Confining Stress on Undrained Shear Strength of Silty Sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p. 479–491, 1998.

THEVANAYAGAM, S.; SHENTHAN, T.; MOHAN, S.; LIANG, J. Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 10, p. 849–859, out. 2002.

TIWARI, B.; AJMERA, B. New Correlation Equations for Compression Index of Remolded Clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 6, p. 757–762, 2012.

VALLEJO, L. E. Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, n. 5, p. 1097–1104, 2001.

VALLEJO, L. E.; MAWBY, R. Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures. **Engineering Geology**, v. 58, n. 2, p. 125–136, 2000.

VILAS BÔAS, G. S.; SAMPAIO, F. J.; PEREIRA, A. M. S. The Barreiras Group in the northeastern coast of the State of Bahia, Brazil: Depositional mechanisms and processes. **Anais da Academia Brasileira de Ciencias**, v. 73, n. 3, p. 416–427, 2001.

WATABE, Y.; YAMADA, K.; SAITOH, K. Hydraulic conductivity and compressibility of mixtures of Nagoya clay with sand or bentonite. **Géotechnique**, v. 61, n. 3, p. 211–219, 2011.

WINTERKORN, Hans F.; FANG, Hsai-yang. Soil Technology and Engineering properties of soils. In: FANG, Hsai-yang. **Foundation Engineering Handbook**. 2. ed. Nova York: Chapman & Hall, 1991. Cap. 3. p. 88-143.

YIN, J.H. Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, n. 6, p. 1085–1095, dez. 1999.