



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

Paulo Leite de Souza Júnior

**COMPORTAMENTO DRENADO E NÃO DRENADO DE UMA
AREIA EÓLICA DE NATAL/RN.**

Natal/RN

2019

Paulo Leite de Souza Júnior

**COMPORTAMENTO DRENADO E NÃO DRENADO DE UMA
AREIA EÓLICA 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 Junior

Natal/RN

2019

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

Souza Junior, Paulo Leite.

Comportamento drenado e não drenado de uma areia eólica de Natal/RN / Paulo Leite Souza Junior. - 2019.

77f.: il.

Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Natal, 2019.

Orientador: Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior.

1. Ensaio triaxial - Dissertação. 2. Areia de duna - Dissertação. 3. Estado crítico - Dissertação. 4. Estado permanente - Dissertação. I. Santos Junior, Olavo Francisco dos. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 551.311.3

Paulo Leite de Souza Júnior

**COMPORTAMENTO DRENADO E NÃO DRENADO DE UMA
AREIA EÓLICA 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 Junior – Orientador

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Examinador Interno

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho – Examinador Externo (UFC)

Natal/RN

2019

COMPORTAMENTO DRENADO E NÃO DRENADO DE UMA AREIA EÓLICA DE NATAL/RN.

Paulo Leite de Souza Júnior

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

RESUMO

O comportamento de areias frente às diversas solicitações de carregamento tem sido objeto de vários estudos nas últimas décadas. A Teoria dos Estados críticos têm sido base para elaboração de modelos constitutivos capazes de simular o comportamento das areias. Pesquisadores mostraram que a definição da Linha do Estado Crítico (LEC) pode ser obtida mediante a realização de ensaios drenados e não drenados em amostras em diferentes densidades iniciais. O objetivo desse trabalho é verificar o comportamento drenado e não drenado da areia eólica de Natal/RN tendo como base os princípios da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Os ensaios drenados e não drenados foram realizados em amostras com densidades relativas iguais a 0%, 47% e 95%, que correspondem à condição fofa, medianamente compacta e compacta, respectivamente. Foram realizados ensaios com tensões confinantes de 50, 100, 200 e 300 kPa para cada índice de vazios de moldagem. Os resultados mostraram que a linha dos estados críticos pôde ser definida a partir de ensaios drenados e não drenados em areia inicialmente fofa e medianamente compacta. As amostras de areia compacta não foram utilizadas para definição da LEC por considerar que não atingiram a condição do estado crítico a uma deformação axial de 20%. Os parâmetros da Teoria do Estado Crítico foram obtidos utilizando as projeções nos planos $p'-q$ e $lnp'-v$. O ângulo de atrito no estado crítico igual a $31,5^\circ$ é compatível com areias sem finos, angulares a subangulares, predominantemente quartzosas e de granulometria uniforme. Foram obtidos valores de M , Γ e λ iguais a 1,26, 1,863 e 0,03, respectivamente. Os parâmetros obtidos contribuirão para análises e

simulações numéricas de estruturas geotécnicas construídas sobre os depósitos eólicos de duna na cidade de Natal/RN.

Palavras-chave: Ensaio triaxial, areia de duna, estado crítico, estado permanente.

DRAINED AND UNDRAINED BEHAVIOR OF AN AEOLIAN SAND FROM NATAL/RN.

Paulo Leite de Souza Júnior

Advisor: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

ABSTRACT

The behavior of sands under various loading conditions has been study object in de last decades. Constitutive models able to simulate the behavior of sands have been formulated into the Critical State framework. Researchers showed that the Critical State Line (CSL) can be obtained by drained and undrained tests in samples with different initial densities. This work aims to check drained and undrained behavior of a eolic sand of Natal/RN into the Critical State Soil Mechanics. The drained and undrained tests were carried out with samples at relative densities igual to 0%, 47% and 95%, which corresponds to loose, moderately dense and dense states, repectively. Tests were conducted under confining pressures of 50, 100, 200 and 300 kPa to each molding void ratio. The results showered that a CSL was defined from drained and undrained test in loose and moderated dense sand. The samples of dense sand were not used to define de CSL considering that critical state was not attained at a axial deformation of 20%. The Critical State parameters was obtained using the projections in $p'-q$ and $lnp'-v$ planes. The critical state friction angle of $31,5^\circ$ is consistent with clean, angular to subangular, quartzite an uniform sands. The obtained M , Γ e λ values are equal to 1.26, 1.863 and 0.03, respectively. The obtained parameters will be used in analyses and numerical simulations of the geotechnical structures built on the aeolian dune deposits from the city of Natal/RN.

Keywords: Triaxial test, dune sand, critical state, steady state.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela graça e pela força que me foi dada para realização desse trabalho.

A minha família, pelo carinho, apoio e incentivo à realização dos meus objetivos.

A UFRN, por toda estrutura que me permitiu concluir boa parte da minha carreira acadêmica e profissional.

Aos professores do PEC, pelos conhecimentos transmitidos durante as disciplinas ministradas.

Ao meu professor orientador, Dr. Olavo F. Santos Júnior, pela confiança e disponibilidade em orientar na realização desse trabalho e pelos conhecimentos transmitidos.

Aos meus colegas de mestrado Ítalo Andrade, Manoel Leandro, Arthur Gurgel, Breno Marques, Matheus Prudêncio, Queiroz Neto e Felipe Augusto, por compartilharem o conhecimento, as alegrias e ansiedades ao longo desses últimos dois anos. À Lucas Batista pelas discussões sobre resistência ao cisalhamento dos solos. Agradeço especialmente a Lisyanne Freire, pela amizade e pela ajuda e troca de conhecimentos durante todo esse período.

A Joyce Karyne, pelo imenso auxílio prestado na realização dos ensaios e pela paciência que foi tão necessária.

A Tahyara Barbalho Fontoura, por ouvir e aconselhar sempre que precisei. Pela amizade e companheirismo.

Aos técnicos servidores da UFRN, João Batista, Anderson Dantas e Viviane Sena, pelo auxílio prestado nas diversas tarefas que envolvem esse trabalho.

A Retífica Faustino, na pessoa do gerente Eng. Vinicius Alves, pela rapidez e qualidade dos serviços prestados quando foram necessários à continuidade da realização dos ensaios.

Aos que dividiram moradia comigo durante todo esse tempo; meus amigos do Alto Oeste Potiguar, Carlos Henrique e Valdênio Moisés, pelos momentos de companheirismo e descontração vividos no BL, e meus companheiros de Serrambi 2, Ítalo Andrade, Queiroz Neto e Milány Medeiros.

Aos professores membros da banca avaliadora pela disponibilidade e contribuições feitas a esse trabalho.

A todos que de alguma forma contribuíram para realização desse trabalho.

SUMÁRIO

Capítulo 1	19
Introdução	19
Capítulo 2	21
Fundamentação Teórica	21
2.1. Teoria do Estado Crítico.....	21
2.2. Comportamento das areias	23
2.2.1. Comportamento tensão-deformação.....	23
2.2.2. Trajetórias de tensões.....	26
2.3. Parâmetro de estado para areias	28
2.4. Ângulo de atrito para areias	29
2.5. Linha de estado crítico para areias	30
2.6. Fatores que afetam a obtenção dos parâmetros do estado crítico. ...	34
2.7. Comportamento drenado da areia de duna de Natal/RN.	36
Capítulo 3.....	39
Materiais e Métodos.....	39
3.1. Considerações iniciais.....	39
3.2. Materiais.....	39
3.2.1. Areia de duna de Natal/RN	39
3.3. Métodos	42
3.3.1. Preparação dos corpos de prova	42
3.3.2. Ensaio triaxiais	43
Capítulo 4.....	47
Resultados e Discussão.....	47
4.1. Considerações iniciais.....	47

4.2. Comportamento tensão-deformação:.....	49
4.2.1. Areia compacta	49
4.2.2. Areia medianamente compacta.....	50
4.2.3 Areia fofa.....	52
4.3. Linha dos Estados Críticos.....	54
4.3.1. Projeção da LEC no espaço $p'-q$:.....	54
4.3.2. Projeção da LEC no espaço $p': v$:	58
4.4. Trajetórias de tensões.....	60
4.4.1. Trajetórias no espaço $p': q$	60
4.4.2. Trajetórias no espaço $p': v$	62
4.5. Parâmetros da Teoria do Estado Crítico	67
4.6. Ângulo de atrito de pico	68
4.7. Módulo de deformabilidade	69
4.8. Suposta LEC para areia compacta	70
Capítulo 5.....	72
Conclusões	72
5.1 Conclusões	72
5.2 Sugestões para futuras pesquisas.....	73
Referências.....	75

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curvas tensão-deformação para areia fofa e densa.	24
Figura 2.2 – Comportamento não drenado em areias.....	25
Figura 2.3 – Trajetórias típicas de ensaios drenados e não drenados.	26
Figura 2.4 – Definição do parâmetro de estado por Been e Jefferies (1985). ..	28
Figura 2.5 – Efeito do estado inicial e condições de drenagem no estado crítico.	33
Figura 2.6 – Curvas tensão-deformação da areia compacta em ensaios drenados.	37
Figura 2.7 – Variação volumétrica em areia compacta.	37
Figura 2.8 – Curvas tensão-deformação da areia fofa em ensaios drenados. .	38
Figura 2.9 – Variação volumétrica em areia fofa.	38
Figura 3.1 – Mapa de localização do ponto de coleta.	40
Figura 3.2 – Grãos de areia retidos nas peneiras de abertura de (a) 0,6mm e (b).....	40
Figura 3.3 – Curva granulométrica da areia de Natal.	41
Figura 3.4 – Equipamentos utilizados para moldagem dos corpos de prova. ..	42
Figura 3.5 – Montagem do ensaio de compressão triaxial : (a) montagem do corpo de prova, (b) corpo de prova montado, (c) enchimento da câmara.....	43
Figura 3.6 – Equipamento utilizado para ensaio de compressão triaxial do Laboratório de Mecânica dos solos da UFRN: (a) visão geral do equipamento, (b) célula de carga, (c) transdutor de deslocamento linear, (d) medidor de volume.....	45
Figura 4.1 – Curvas tensão-deformação em areia compacta em ensaios não drenados.	49
Figura 4.2 – Variação de poropressão em areia compacta.	49
Figura 4.3 – Curvas tensão-deformação em areia medianamente compacta em ensaos drenados.	50
Figura 4.4 – Variação volumétrica em areia medianamente compacta.	50
Figura 4.5 – Curvas tensão-deformação da areia medianamente compacta em ensaos não drenados.	52
Figura 4.6 – Variação de poropressão em areia medianamente compacta.	52

Figura 4.7 – Curvas tensão-deformação da areia fofa em ensaios não drenados.	53
Figura 4.8 – Variação de poropressão em areia fofa.	53
Figura 4.9 – Linha dos Estados Críticos no espaço $p': q$ para todos os ensaios.	54
Figura 4.10 – Razão entre tensões nos ensaios drenados (a) e não drenados (b) em areia compacta.	55
Figura 4.11 – Razão entre tensões nos ensaios drenados (a) e não drenados (b) em areia medianamente compacta.	56
Figura 4.12 – Razão entre tensões nos ensaios drenados (a) e não drenados (b) em areia fofa.	57
Figura 4.13 – Linha dos Estados Críticos no espaço $p' -q$ rerepresentada.	58
Figura 4.14 – Linha dos Estados Críticos nos planos (a) $p': v$ e (b) $\ln p': v$	59
Figura 4.15 – Trajetórias de tensões nos ensaios drenados e não drenados em areia compacta.	60
Figura 4.16 – Trajetórias de tensões nos ensaios drenados e não drenados em areia medianamente compacta.	61
Figura 4.17 – Trajetórias de tensões nos ensaios drenados e não drenados em areia fofa.	62
Figura 4.18 – Trajetórias dos ensaios drenados nos espaços (a) $p' -v$ e (b) $\ln p' -v$	63
Figura 4.19 – Trajetórias dos ensaios não drenados nos planos (a) $p': v$ e (b) $\ln p': v$	64
Figura 4.20 – Linha do Estado Crítico e trajetórias em ensaios drenados e não drenados nos espaços (a) $p': v$ (b) e $\ln p': v$	65
Figura 4.21 – Envoltória de pico para areia compacta.	69
Figura 4.22 – Suposta LEC para areia compacta.	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Parâmetros físicos da areia de duna de Natal.....	41
Tabela 4.1 – Resumo de resultados de ensaios drenados e não drenados.....	48
Tabela 4.2 – Parâmetro de estado para ensaios drenados e não drenados em diferentes compacidades.....	67
Tabela 4.3 – Parâmetros do estado crítico da areia de duna de Natal.....	68
Tabela 4.4 – Parâmetros do estado crítico para areias.....	68
Tabela 4.5 – Módulo de deformabilidade.	70

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1.....	22
Equação 2.....	22
Equação 3.....	22
Equação 4.....	22
Equação 5.....	22
Equação 6.....	23
Equação 7.....	23
Equação 8.....	29
Equação 9.....	30
Equação 10.....	30
Equação 11.....	42
Equação 12.....	46
Equação 13.....	46

LISTA DE SIMBOLOS

p'	Tensão confinante média efetiva
q	Tensão desvio
v	Volume específico
σ'_1	Tensão total efetiva
σ'_3	Tensão confinante efetiva
ϕ_{CS}	Ângulo de atrito no estado crítico
ϕ_d	Ângulo de dilatância
M	Razão entre tensões no estado crítico
Γ	Volume específico equivalente a $p' = 1$, na linha do estado crítico
N	Volume específico equivalente a $p' = 1$, na linha de adensamento isotrópico
λ	Inclinação da Linha do estado crítico
ψ	Parâmetro de estado
e	Índice de vazios
e_i	Índice de vazios após consolidação
e_f	Índice de vazios após fim do cisalhamento
e_{ss}	Índice de vazios no estado crítico
e_{min}	Índice de vazios mínimo
e_{max}	Índice de vazios máximo
D_{50}	Diâmetro médio do solo
D_{10}	Diâmetro efetivo do solo
C_u	Coeficiente de uniformidade

G_s	Gravidade específica do solo
M_t	Massa total
ρ_s	Massa específica dos sólidos
w	Teor de umidade do solo
V_t	Volume total
Δe	Variação do índice de vazios
ΔV	Variação de volume
Δu	Variação da poropressão
$E_{(50)}$	Módulo de elasticidade secante correspondente a 50% da tensão desvio máxima.
$E_{u(50)}$	Módulo de elasticidade secante não drenado correspondente a 50% da tensão desvio máxima.

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CIU	Consolidado Isotropicamente Não Drenado
CSL	Critical State Line
CVR	Critical Void Ratio
DPVC	Digital Pressure Volume Controller
DR	Densidade Relativa
LEC	Linha do Estado Crítico
LVDT	Linear Variable Differential Transducer
QSS	Quasi-Steady-State
SS	Steady State
SSL	Steady State Line
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte

CAPÍTULO 1

Introdução

O entendimento do comportamento dos solos perante as diversas solicitações é a questão essencial da Engenharia Geotécnica. Em se tratando do comportamento de solos granulares, sabe-se que suas propriedades mecânicas de resistência são primordialmente dependentes do nível de confinamento e da densidade inicial.

Em materiais não coesivos, como o caso das areias, o ângulo de atrito é o parâmetro mais importante para análises do comportamento do material frente ao cisalhamento. Ao alcançar o Estado Crítico, o ângulo de atrito torna-se essencialmente independente da tensão confinante e da densidade inicial. Assim, o ângulo de atrito no Estado Crítico pode ser considerado uma propriedade do solo.

Ao atingir o estado crítico, o solo não apresenta mais variações de volume e resistência durante o cisalhamento. Os ensaios que atingem essa condição encontram-se posicionados numa região geométrica no espaço tridimensional que constituem a Linha do Estado Crítico.

A Teoria do Estado Crítico tem sido utilizada como base para formulação de modelos constitutivos que representam o comportamento mecânico dos solos. A identificação da Linha dos Estados Críticos de um determinado solo é uma tarefa fundamental para o desenvolvimento e utilização desses modelos constitutivos que podem ser utilizados em uma grande variedade de aplicações geotécnicas.

É indispensável que os fatores que afetam o posicionamento da Linha dos Estados Críticos no espaço sejam identificados, uma vez que os parâmetros da Teoria são obtidos a partir de suas projeções em planos bidimensionais.

Pesquisas anteriores mostraram que é possível definir uma única Linha dos Estados Críticos para areias sem finos, sem que haja influência das condições de drenagem e do estado inicial. [(SLADEN; D'HOLLANDER; KRAHN, 1985); (BEEN; JEFFERIES; HACHEY, 1991); (VERDUGO; ISHIHARA, 1996); (MURTHY *et al.* 2007)].

Dentro dessa perspectiva, o objetivo desse trabalho é verificar o comportamento drenado e não drenado da areia de origem eólica de Natal/RN, em diferentes tensões de confinamento e densidades iniciais, tendo como base os conceitos da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Visa ainda, estudar o efeito da compactação no comportamento tensão-deformação e resistência ao cisalhamento das areias eólicas de Natal/RN.

A cidade de Natal tem boa parte de seu território urbano instalado sobre dunas eólicas, constituídas de areias finas a médias. A obtenção dos parâmetros da Teoria do Estado Crítico contribuirá para análises ou simulações numéricas de estruturas geotécnicas assentem sobre esses materiais, a partir de modelos constitutivos que se baseiem na Teoria do Estado Crítico.

Ademais, estudos em areias de origem eólica, sob essa perspectiva, ainda são escassos na literatura.

CAPÍTULO 2

Fundamentação Teórica

2.1. Teoria do Estado Crítico

O estado crítico tem sido definido como o estado em que um solo saturado eventualmente alcança, durante o cisalhamento, após atingir grandes deformações. No estado crítico, o solo deforma continuamente enquanto mantém a tensão média efetiva, a tensão desvio e o volume constantes.

A literatura mostra que o trabalho realizado por Casagrande (1936) foi o pioneiro acerca do índice de vazios crítico ou CVR (*Critical Void Ratio*) definido como o índice de vazios em que o cisalhamento ocorre sem variações volumétricas. Desde então muitas discussões sobre essa temática foram realizadas.

O maior passo seguinte ao trabalho de Casagrande (1936) foi o desenvolvimento da mecânica dos solos dos estados críticos com a publicação do trabalho de Roscoe, Schofield e Worth (1958), no qual um modelo constitutivo elastoplástico foi desenvolvido com base na teoria do estado crítico. (KANG *et al.*, 2019).

O modelo Cam-Clay foi elaborado a partir de resultados de ensaios realizados em argilas pelo grupo de Mecânica dos solos da Universidade de Cambridge, sendo abordados aspectos importantes do comportamento das argilas, envolvendo a resistência, a compressibilidade e o estado crítico. Nesse modelo as análises de resistência e deformabilidade que são comumente analisadas de forma distinta pelo critério de Mohr-Coulomb e pela teoria da Elasticidade, podem ser analisadas em conjunto através da Teoria do Estado Crítico. Apesar do modelo ter sido idealizado por resultados de argilas, os modelos podem ser aplicados a solos arenosos (LODI, 1998).

Desde então a Teoria do Estado Crítico tem sido utilizada para a simulação do comportamento do solo, sendo base para a elaboração de modelos constitutivos e para a avaliação da liquefação dos solos.

Os estudos que envolvem a obtenção dos parâmetros do solo na teoria do estado crítico são tradicionalmente realizados a partir de ensaios de compressão triaxial, devido a sua versatilidade, conduzindo as amostras a diferentes condições de ensaio. Nessa teoria, os ensaios de compressão triaxial são analisados em termos das tensões confinante média efetiva (p') e tensão cisalhante (q), bem como a variação do índice de vazios ou volume específico (v), conforme Equações 1,2 e 3.

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad (1)$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (2)$$

$$v = 1 + e \quad (3)$$

A Linha do Estado Crítico (LEC) constitui uma superfície no espaço $p': q: e$, que reúne os pontos finais das trajetórias de tensão de ensaios drenados e não drenados que alcançam a condição do estado crítico. De maneira geral, a Linha do Estado Crítico pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional $p: q: v$ ou projetada em planos bidimensionais: $p': q$ e $p': v$ ou ainda $\ln p': v$.

No plano $p': q$ a LEC é representada por uma reta cujo gradiente é dado por M e cuja relação entre p' e q é dada pela equação (4). O ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cs}) é correlacionado com o valor de M conforme a equação (5).

$$q = Mp' \quad (4)$$

$$\text{sen } \phi_{cs} = \frac{3M}{6 + M} \quad (5)$$

A projeção da LEC no plano $p': v$, pode ser apresentada juntamente com a Linha de Adensamento Isotrópico, que é localizada no plano $q = 0$. A projeção da linha do estado crítico no espaço $p': v$ é curva, no entanto, quando os mesmos dados são plotados na escala logarítmica ($\ln p': v$), a LEC se aproxima de uma linha reta, paralela à Linha de Adensamento Isotrópico.

A equação da LEC no plano $\ln p': v$ é expressa pela equação (6), em que λ é a inclinação da reta e Γ representa o volume específico correspondente a $p'=1\text{kPa}$. De forma análoga, a equação da Linha de Adensamento Isotrópico é dada pela equação (7), em que N representa o valor de v correspondente a $p'=1\text{kPa}$.

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (6)$$

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (7)$$

A determinação da Linha de Adensamento Isotrópico permite a determinação dos parâmetros N e k , sendo k o índice de recompressão isotrópica de um solo sobreadensado. No entanto, essa determinação é difícil de ser realizada para solos granulares uma vez que são necessárias altas tensões efetivas para a realização do ensaio.

Os parâmetros Γ , λ e M podem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais de compressão, drenados e não drenados desde que nesses ensaios o solo de fato alcance o Estado Crítico.

2.2. Comportamento das areias

2.2.1. Comportamento tensão-deformação

O comportamento típico de areias fofas e densas em ensaios de compressão triaxial drenados é mostrado na Figura 2.1. O comportamento da areia no estado fofo é caracterizado por uma curva que apresenta um valor máximo de tensão desvio aproximadamente constante a 20% de deformação

axial. A amostra apresenta uma contração volumétrica que permanece constante até o fim do ensaio.

Por outro lado, a amostra de areia densa apresenta um pico de tensão desvio bem definido, seguido de uma queda à medida que o ensaio ocorre e permanece decrescente ao fim do teste. A variação volumétrica é ligeiramente positiva no início do ensaio, seguida de uma grande expansão.

É possível verificar que o estado crítico não é alcançado, uma vez que a tensão desvio continua decrescendo e amostra continua expandindo no fim do ensaio. Considera-se que ao continuar cisalhando, o valor de tensão desvio da areia densa caminha em direção ao valor alcançado pela areia no estado fofo.

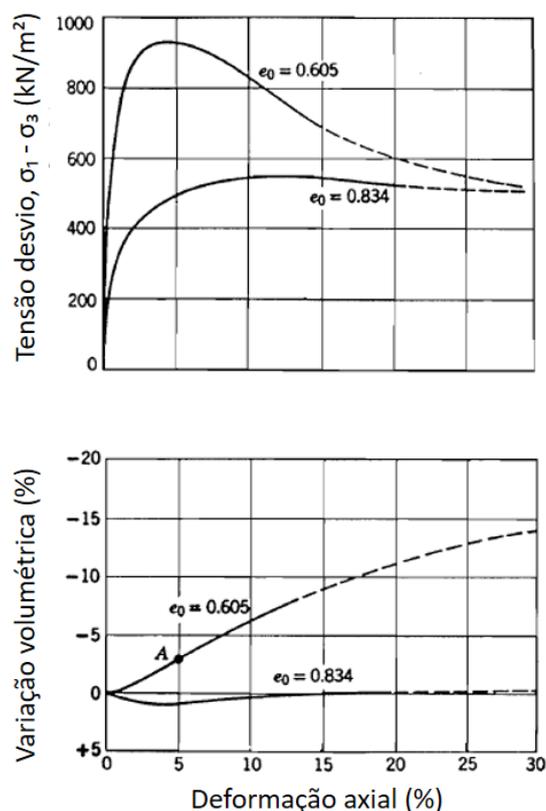


Figura 2.1 – Curvas tensão-deformação para areia fofo e densa.

Adaptado de (LAMBE; WHITMAN, 1969)

Em condições não drenadas, o comportamento tensão-deformação das areias pode ser classificado em três tipos: liquefação, liquefação limitada e dilatação conforme esquematizado na Figura 2.2. [(BOBEI *et al*, 2007);(RAHMAN; LO, 2014)]

A liquefação está associada ao surgimento de um pico de tensão desvio, alcançado em baixas deformações, seguido de uma queda até um valor constante que é associado ao estado permanente, ou estado crítico. Nessa condição, quando o valor da resistência se torna igual a zero, considera-se que houve uma liquefação completa. A liquefação está associada a um estado inicial localizado bem acima da linha do estado crítico, o que é característico de areias no estado fofo.

A liquefação limitada ocorre quando a tensão desvio, após atingir um pico é reduzida para um valor mínimo transiente, chamado de quase permanente ou QSS (*Quasi-Steady-State*). Após o atingir o QSS, ocorre um endurecimento ou “*strain hardening*” em direção ao estado permanente ou SS (*Steady State*). A liquefação limitada está associada a um estado inicial localizado nas proximidades da linha do estado crítico; ligeiramente acima ou abaixo.

Finalmente o comportamento de dilatação está associado a um endurecimento ao longo do cisalhamento, que é característico de areias densas. Esse comportamento reflete uma condição inicial localizada bem abaixo da linha do estado crítico.

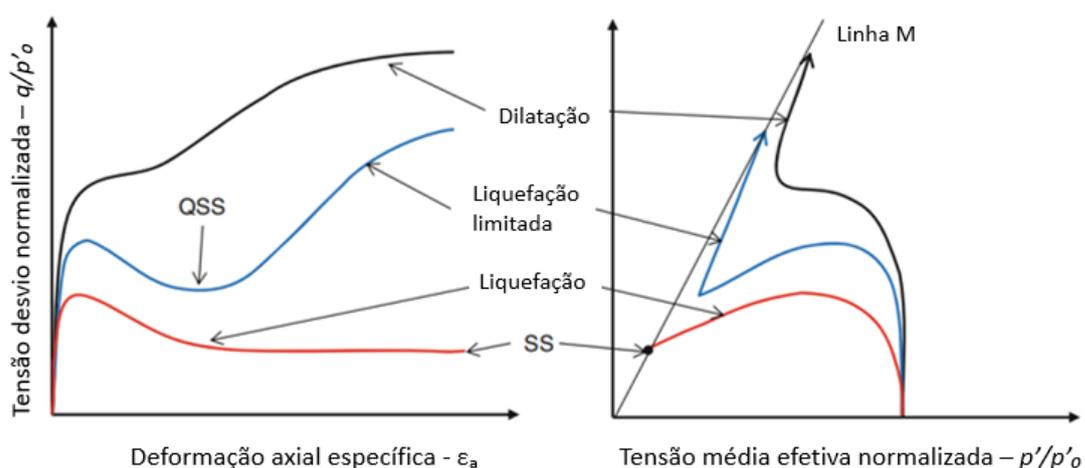


Figura 2.2 – Comportamento não drenado em areias.
Adaptado de (RAHMAN; LO; BAKI, 2011).

Para areias compactas e fofas, verifica-se uma compatibilidade entre as curvas de variação volumétrica e variação de poropressão ao longo da

deformação axial. As areias fofas apresentam comportamento contrativo em ensaios drenados e geram poropressões positivas em condições não drenadas. Já as areias compactas expandem em condições drenadas e geram variações de poropressões negativas em ensaios não drenados.

2.2.2. Trajetórias de tensões

A Figura 2.3 apresenta as projeções da Linha do Estado Crítico e as trajetórias típicas de ensaios drenados e não drenados, mostrando o efeito do estado inicial do solo em relação ao estado crítico.

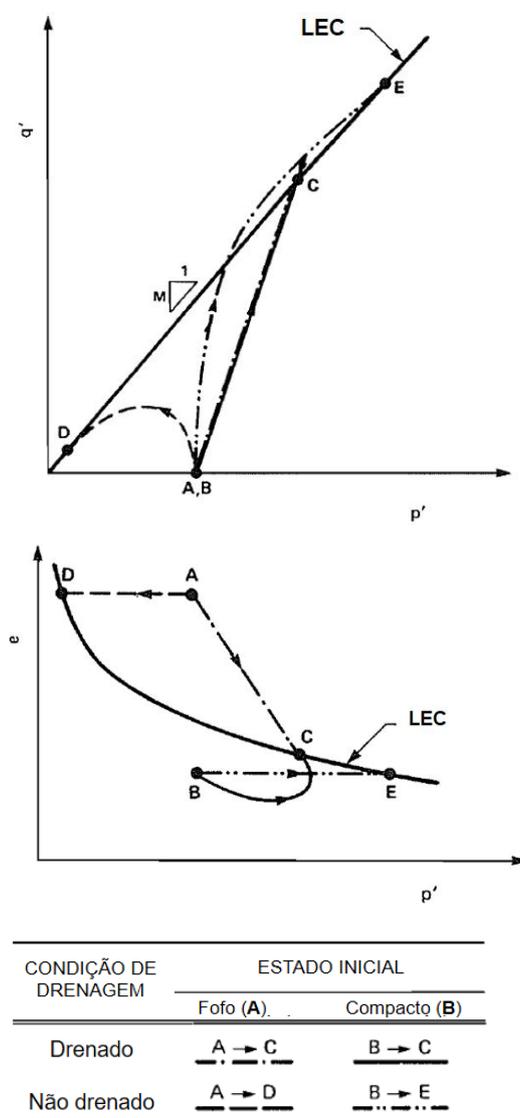


Figura 2.3 – Trajetórias típicas de ensaios drenados e não drenados.

Adaptado de (SLADEN; HOLLANDER; KRAHN, 1985).

As trajetórias de tensão em ensaios drenados apresentam o comportamento típico mostrado na Figura 2.6, independentemente do estado inicial. A partir dos pontos iniciais A e B, as tensões seguem aumentando numa reta cuja inclinação é de 1:3 até alcançar a Linha do Estado Crítico. No caso da areia compacta a trajetória ultrapassa a LEC, atinge um valor máximo, correspondente ao pico de resistência e depois diminui o valor de q até a LEC.

Em condições não drenadas em areia compacta, a trajetória de tensão tende a apresentar um comportamento como mostrado a Figura 2.6 em que a condição final do ensaio atinge um ponto (E) localizado à direita do ponto alcançado na trajetória de areia compacta na condição drenada. Já para a areia no estado fofo, a trajetória tende a alcançar a Linha do estado crítico para valores baixos valores de tensão média efetiva, devido ao surgimento de poropressões positivas. A trajetória termina no ponto (D) caracterizando um comportamento típico do fenômeno de liquefação.

Ao verificar o comportamento no espaço $p' - e$, o estado de tensão inicial da amostra A, localizado acima da linha do estado crítico, apresenta um comportamento de contração volumétrica ao longo do cisalhamento até a condição final no ponto (C). Na condição não drenada, o aumento da poropressão conduz a trajetória horizontalmente em direção ao ponto D, localizado na Linha do Estado Crítico.

O estado de tensão inicial da amostra B, localizado abaixo da linha do estado crítico apresenta comportamento dilatante ao longo do cisalhamento alcançando a Linha do Estado Crítico no ponto (C). Em condições não drenadas, surgem variações negativas de poropressão, e com isso a trajetória caminha horizontalmente até o ponto E.

A Linha do Estado Crítico, portanto, pode ser interpretada como a linha que separa o comportamento de contração e expansão de volume em condições drenadas; os pontos localizados acima da LEC são estados volumetricamente contrativos e os pontos abaixo são estados dilatantes.

2.3. Parâmetro de estado para areias

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito do parâmetro de estado (ψ) para representar a maior ou menor proximidade que um determinado estado se encontra, em relação ao estado crítico.

O parâmetro de estado foi definido como sendo a diferença entre um determinado índice de vazios e o índice de vazios localizado na linha do estado permanente – SSL (*Steady State Line*), para uma mesma tensão confinante média efetiva. (Figura 2.4)

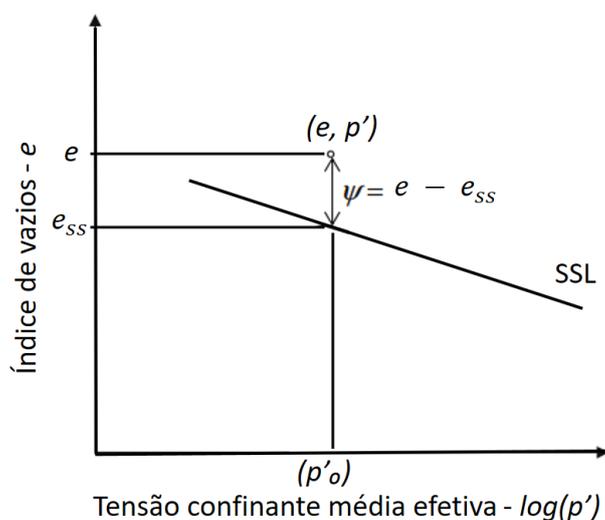


Figura 2.4 – Definição do parâmetro de estado por Been e Jefferies (1985).

O parâmetro de estado pode assumir valores positivos ou negativos a depender da localização do estado inicial; se este estiver acima da linha do estado crítico, o parâmetro de estado assume valores positivos, caso esteja abaixo da linha, o parâmetro de estado assume valores negativos. Dessa forma, valores positivos estão associados a um comportamento contrativo em ensaios drenados e ao surgimento de poropressões positivas em ensaios não drenados, e de forma análoga, ao assumir valores negativos, espera-se um comportamento expansivo em condições drenadas e poropressões negativas em ensaios não drenados. Sob elevados níveis de deformação, as trajetórias de tensão no espaço $p' - e$ eventualmente alcançam o estado crítico, e nesse caso o valor do parâmetro de estado torna-se igual a zero.

É possível relacionar o parâmetro de estado ao comportamento mecânico esperado durante o cisalhamento. Verifica-se que em ensaios não drenados o comportamento de liquefação está associado a parâmetros de estado com sinais positivos.

2.4. Ângulo de atrito para areias

Os solos granulares mobilizam resistência ao cisalhamento através do atrito interparticular que depende principalmente da rugosidade da superfície dos grãos e é essencialmente independente das tensões de confinamento e densidade.

Bolton (1986) apontou que tanto a tensão efetiva quanto a densidade da areia afetam a dilatância e conseqüentemente a sua resistência. A dilatância está associada à energia necessária para que uma partícula, durante o cisalhamento, possa rolar sobre a outra, o que geralmente ocorre quando a areia se encontra num estado inicialmente compacto.

Areias densas frequentemente apresentam um pico de resistência quando sujeitas a carregamentos sob condições drenadas, o que é resultado do fenômeno da dilatância. Nesse caso, o ângulo de atrito aumenta gradualmente até um valor máximo, relacionado ao pico de resistência, e depois decresce alcançando, eventualmente, o estado crítico.

Assim, de acordo com Bolton (1986), o ângulo de atrito de areias pode ser decomposto em duas parcelas conforme equação (8), sendo ϕ_d o ângulo de dilatância.

$$\phi = \phi_{cs} + 0,8\phi_d \quad (8)$$

Após alcançar grandes deformações, atingindo o estado crítico, o ângulo de dilatância torna-se nulo e o ângulo de atrito ϕ torna-se igual ao ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cs}). O ângulo de atrito no estado crítico é considerado, portanto, uma propriedade intrínseca do solo, geralmente associado à sua

mineralogia. Para areias quartzosas o valor do ângulo de atrito no estado crítico é tipicamente igual a 33°. (BOLTON, 1986)

Woo, Seo e Kim (2017) apresentaram um modelo constitutivo para areias em que o ângulo de atrito e de dilatância é função do parâmetro de estado (ψ) conforme as Equações 9 e 10, em que d_0 é uma constante do solo.

$$\phi_d = -d_0\psi \quad (9)$$

$$\phi = \phi_{cs} - 0,8d_0\psi \quad (10)$$

Nesse caso, ao atingir o estado crítico o parâmetro de estado é nulo e conseqüentemente torna nulo o ângulo de dilatância. Já em acordo com a Equação 9, solos com comportamento dilatante ($\psi < 0$) garantem que o ângulo de atrito torna-se maior do que o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cs}).

2.5. Linha de estado crítico para areias

Desde a publicação de Casagrande (1936) vários pesquisadores têm discutido a equivalência entre o estado crítico e o estado permanente bem como a unicidade da linha que define o estado crítico (ou estado permanente) em areias. Associados a essa discussão, os trabalhos buscam compreender a influência de diversos fatores na obtenção da Linha do Estado Crítico, como por exemplo o efeito da estrutura inicial, estado inicial, das condições de carregamento e de drenagem, dos níveis de tensão e efeitos do conteúdo de finos e distribuição granulométrica. Não é fácil encontrar um consenso acerca de quais fatores podem ser dominantes para o comportamento e resistência do solo sob elevados níveis de deformação. (KANG *et al.*, 2019).

Os trabalhos pioneiros nessa temática mostram que, tradicionalmente, ensaios triaxiais não drenados em areias fofas, sob tensão controlada, eram a forma mais utilizada na determinação dos parâmetros do chamado estado permanente ou “*Steady State*”. A queda abrupta de resistência nessas

condições era considerada uma demonstração do efeito potencialmente catastrófico da liquefação em campo.

Poulos (1981) apontou que o estado crítico difere do estado permanente em sua definição, por considerar que o estado permanente, além das condições estabelecidas no estado crítico, requer a condição de velocidade constante e está sempre associado a uma estrutura fluida (*flow structure*). Been, Jefferies e Hachey (1991) relataram que essa diferença entre os dois estados apontada por Poulos (1981), na prática, não é claramente verificada.

Vários trabalhos reportam evidências experimentais que suportam a hipótese de que as linhas do estado crítico e do estado permanente de areias puras em ensaios de compressão triaxial são equivalentes e únicas. [(SALDEN;D'HOLLANDER;KRAHN,1985);(BEEN;JEFFERIES;HACHEY,1991); (CHU, 1995); (VERDUGO; ISHIHARA, 1996); (MURTHY et al, 2007)].

Mooney *et al.* (1988) relataram a unicidade da linha do estado crítico no plano $p' - q$, mas que não existia uma única linha definida no plano $p' - e$. Eles verificaram que uma amostra densa, um aumento do valor do índice de vazios de aproximadamente 0,230 seria necessário para alcançar o mesmo índice de vazios final alcançado pela amostra na condição inicialmente fofa, o que traduz uma variação de 85% no intervalo entre os índices de vazios máximo e mínimo.

Yamamuro e Lade (1998) apresentaram resultados de estudos realizados com uma areia siltosa com 7% finos, em ensaios drenados e não drenados. A análise permitiu mostrar uma semelhança entre a CSL (obtida em ensaios drenados) e SSL (obtidas em ensaios não drenados) apenas para valores de p' entre 200 e 1000kPa, mas que abaixo de 200 kPa as duas linhas foram divergentes.

Estudos mostraram que o posicionamento da linha do estado crítico também é fortemente influenciado pelo teor de finos da areia. O aumento do teor de finos sem plasticidade em areias ocasiona um deslocamento da posição da linha de adensamento isotrópico e da linha do estado crítico para baixo. [(SLADEN;D'HOLLANDER;KRAHN, 1985);(MURTHY et al, 2007); BOBEI et al, 2009); RAHMAN;LO, 2014)].

Li *et al.* (2013) verificaram o comportamento de amostras da areia Hostun, para diferentes faixas granulométricas. Os resultados experimentais mostraram que as amostras com valores de coeficiente de uniformidade mais altos tendem a apresentar curvas deslocadas para baixo no plano $p': e$, enquanto que a localização da linha do estado crítico no plano $p': q$ permanece única. Assim, concluíram que a granulometria afeta o índice de vazios no estado crítico, mas não afeta a resistência final ou o ângulo de atrito no estado crítico.

Yang e Luo (2018) verificaram influência da distribuição granulométrica na obtenção de parâmetros do estado crítico. Eles realizaram ensaios não drenados em quatro amostras compostas com grãos da areia Fujian em diferentes distribuições granulométricas.

É possível observar que projeção da LEC no plano $p': e$ (Figura 2.9) ocorre em diferentes locais para as diferentes graduações. Os autores verificaram que a Linha dos Estados Críticos no plano $p': e$ ocorre em diferentes locais, a depender da graduação do solo. Eles constataram que conforme aumenta o coeficiente de não uniformidade, as linhas tendem a se deslocar para baixo, o mesmo comportamento observado quando há aumento de finos.

Quanto à influência da condição de drenagem, verificam-se bons resultados na definição de uma linha única que reúne as condições finais de ensaios drenados e não drenados. Been, Jefferies e Hachey (1991) mostraram o efeito do estado inicial para todos os ensaios realizados em seu trabalho (Figura 2.5), além de verificar a influência da condição de drenagem.

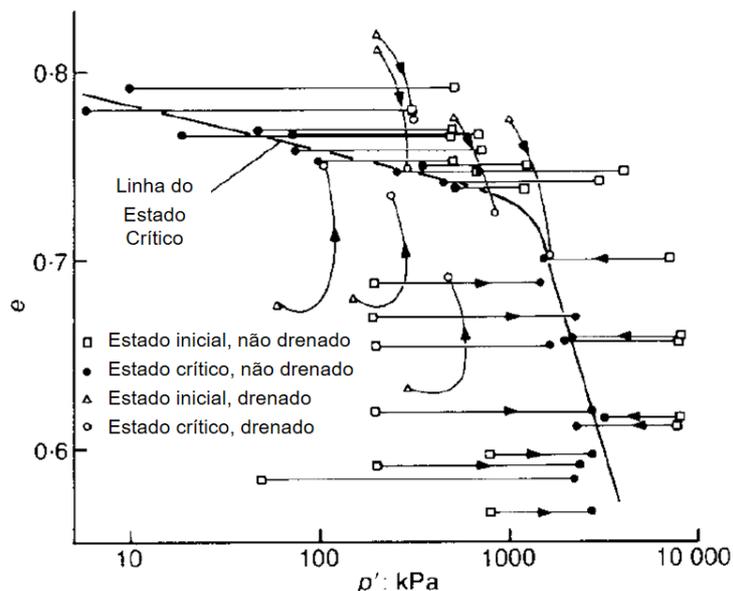


Figura 2.5 – Efeito do estado inicial e condições de drenagem no estado crítico.

Adaptado de (BEEN; JEFFERIES; HACHEY, 1991).

Verifica-se que uma só linha reúne os pontos finais que aparentemente alcançaram o estado crítico. Há casos em que pontos muito abaixo ou muito acima da linha consistentemente não alcançam a linha do estado crítico no fim do ensaio.

Verdugo e Ishihara (1996) realizaram ensaios isotropicamente consolidados drenados e não drenados em areia. Os resultados de ensaios drenados, geralmente associados ao estado crítico, apresentaram uma boa concordância com os ensaios realizados em condições não drenadas, que geralmente eram associados ao estado permanente. Os ensaios drenados e não drenados convergiram para uma mesma curva no espaço $p: q: e$, indicando que a linha do estado crítico (CSL) e a linha do estado permanente (SSL) são iguais.

A areia de Toyoura apresenta $e_{mín}$ e $e_{máx}$ iguais a 0,597 e 0,977, respectivamente, o que demonstra que as trajetórias obtidas nos ensaios drenados representam amostras de areia no estado fofo e medianamente compacto.

A discussão acerca da unicidade da linha do estado crítico ou permanente ficaram no passado. As condições de drenagem e do estado inicial mostraram não apresentar influência no posicionamento da linha do estado crítico.

Os estudos mais recentes envolvem a investigação do efeito de finos, da fábrica inicial, do tamanho e distribuição dos grãos para a obtenção ou refinamento de modelos constitutivos baseados na Teoria do Estado Crítico. [(LI;DAFALIAS, 2012); (LI *et al.*, 2013); (GAO *et al.*, 2013); (RAHMAN;LO, 2014); (WEI;YANG, 2018); (WOO;SEO;KIM, 2017); (YANG;LUO, 2018)].

2.6. Fatores que afetam a obtenção dos parâmetros do estado crítico.

A utilização dos dados de ensaios deve considerar se as amostras de fato aparentam alcançar a condição de estado crítico. Been, Jefferies e Hachey (1991) comentam que em ensaios triaxiais, não se sabe se a condição final alcançada a uma deformação de 20% é verdadeiramente um estado último, ou se maiores variações ocorreriam no decorrer de maiores deformações. Sadrekarimi e Olson (2011) afirmaram que a limitação dos níveis de deformações alcançados em ensaios triaxiais contribuíram para as divergências encontradas na literatura.

Além disso, verifica-se que a obtenção da linha do estado crítico no plano p' : e é fortemente influenciada por questões que envolvem a obtenção dos valores de índice de vazios nas diversas fases de ensaio.

Slanden e Handford (1987) indicaram a ocorrência de erros sistemáticos potenciais envolvendo a realização de ensaios em areia fofa. Eles apontaram para a ocorrência de variações de volume durante a fase de montagem e de saturação por contrapressão que usualmente não eram medidas.

Sladen, D'Hollander e Krahn (1985) verificaram que a variação volumétrica durante a saturação tende a aumentar com o aumento do teor de finos (partículas menores do que 0,075mm). Eles reportaram que para uma areia com 12% de silte, ocorreram variações no índice de vazios entre 0,020 e

0,060 durante a fase de saturação por contrapressão. Para outras areias, a variação foi mais baixa, num valor médio de 0,007.

Verifica-se que a técnica de medição do índice de vazios pode também ser apontada como a fonte de erros que culminaram para a divergência sobre a unicidade da linha do estado crítico.

Pesquisas realizados por Sladen e Handford (1987), Verdugo e Ishihara (1996) e Murthy *et al.* (2007) apresentaram uma técnica de medição do índice de vazios em ensaios não drenados, por meio da verificação do conteúdo de água no corpo de prova após finalização do ensaio, o que era possível após o congelamento da amostra. Os autores defenderam que a utilização dessa técnica é mais acurada e menos dispersa do que aquela que se baseia nas dimensões iniciais do corpo de prova e nas medições das variações volumétricas durante as fases do ensaio.

Outras pesquisas experimentais realizadas por Chu (1995), Bobei *et al.* (2009); Chu e Wanatoski (2008); Rahman e Lo (2014) relataram a utilização de medidores de deslocamento ou LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) internos e medidores digitais de volume DPVC (*Digital Pressure Volume Controller*), são potencialmente mais eficazes na medição de variações volumétricas dos corpos de prova, conduzindo a valores de índices de vazios obtidos com maior acurácia.

Um outro fator apontado na literatura se refere à utilização de ensaios drenados em amostras em areia compactas. Os pesquisadores apontaram que quando uma amostra de areia compacta é cisalhada em condição drenada, a tensão desviadora, após atingir um pico, apresenta um amolecimento em direção ao estado crítico. No entanto, esse comportamento tem sido associado ao surgimento de não uniformidade de deformações e não se trata do real comportamento do solo. [(CHU;LO, 1993);(CHU,1995)]

As pesquisas mostram ainda que, nesses casos, a variação do índice de vazios medida não é representativa da amostra como um todo, uma vez que as variações de volume ocorrem de maneira significativa em pequenas zonas de concentração de deformações cisalhantes.

Chu e Lo (1993) apontaram que o desenvolvimento de não uniformidade de deformações ocorre em função das condições de restrição de topo e base do corpo de prova, assim com outros fatores como a própria não uniformidade do corpo de prova durante sua preparação, ou ainda devido a excentricidades no alinhamento vertical das amostras. Na realização dos ensaios, três técnicas “free ends” foram investigadas. Para todos os casos foram observados pequenos efeitos de “embarrigamentos” devido a utilização das técnicas “free ends”.

Ensaio “free ends” foram utilizados em várias pesquisas. A utilização dessas técnicas pode apresentar um efeito significativo nas medições realizadas após ruptura, apesar de sua influência na fase pré-ruptura seja considerada pequena. Chu (1995) apontou que mesmo quando técnicas de redução de restrição de topo e base são utilizadas, as não uniformidades podem ocorrer antes de atingir, eventualmente, o estado crítico.

Azeiteiro *et al.* (2017) relataram que dados representativos da condição do estado crítico não foram obtidos para baixos níveis de tensão (abaixo de 100 kPa). Eles consideraram que essa dificuldade ocorreu como consequência do surgimento prematuro do “embarrigamento” e concentração de deformações quando amostras foram cisalhadas sob baixas tensões confinantes.

2.7. Comportamento drenado da areia de duna de Natal/RN.

Fontoura (2015) investigou o comportamento drenado da areia de duna de Natal/RN em diferentes compacidades e tensões confinantes.

Sobre o comportamento drenado da areia compacta, Fontoura (2015) verificou que as curvas apresentam um pico de tensão desvio, no entanto não há um pronunciamento expressivo do pico. As curvas revelam uma tendência de diminuição da resistência no final do ensaio.

As Figuras 2.6 e 2.7 apresentam, respectivamente, as curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras de areia compacta nos ensaios drenados.

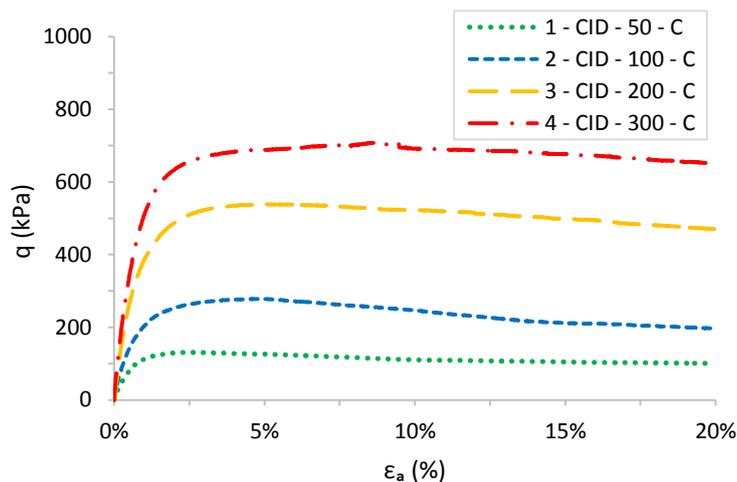


Figura 2.6 – Curvas tensão-deformação da areia compacta em ensaios drenados.

Adaptado de (FONTOURA, 2015).

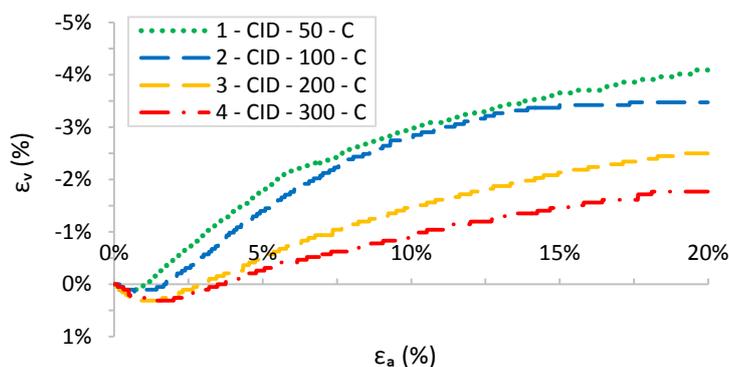


Figura 2.7 – Variação volumétrica em areia compacta.

Adaptado de (FONTOURA, 2015).

Quanto ao comportamento volumétrico, as amostras de areia compacta apresentaram compressão inicial, seguida de expansão após a ruptura. Notou-se que o aumento da tensão confinante contribuiu para que a variação volumétrica se tornasse cada vez menor.

As Figuras 2.8 e 2.9 apresentam as curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras de areia fofa nos ensaios drenados. As curvas de tensão desvio apresentam um comportamento de endurecimento ao longo do cisalhamento, alcançando um valor aparentemente constante ao final do ensaio.

Em relação ao comportamento volumétrico, verificaram-se grandes deformações volumétricas de compressão para todas as tensões confinantes. Considera-se que a uma deformação de 20% a compressão volumétrica tende a apresentar um valor constante para todos os casos.

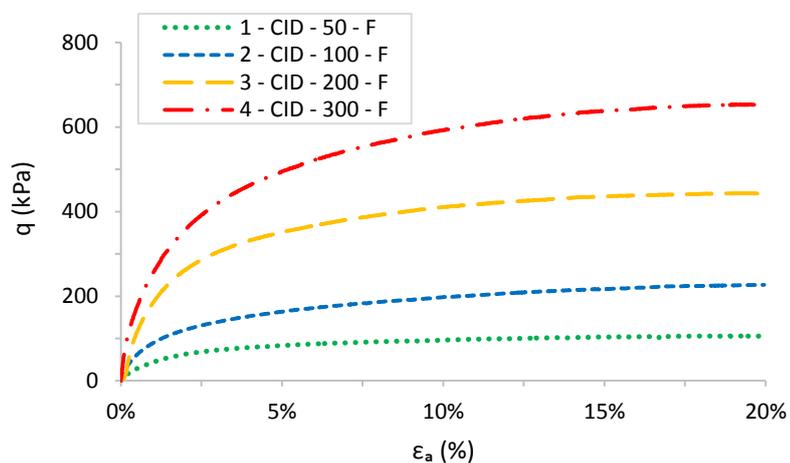


Figura 2.8 – Curvas tensão-deformação da areia fofa em ensaios drenados.

Adaptado de (FONTOURA, 2015).

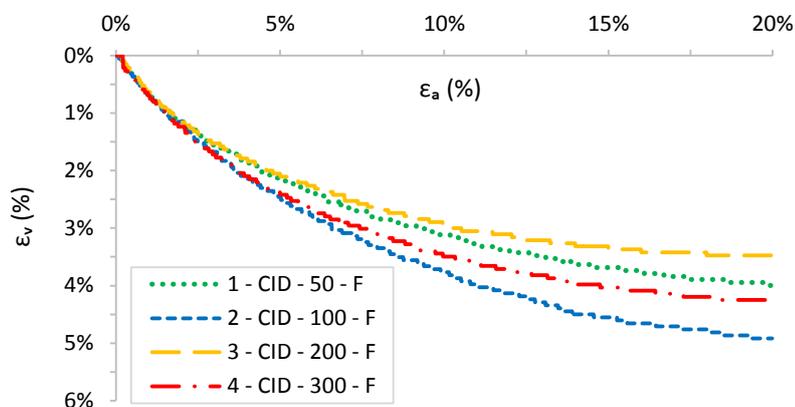


Figura 2.9 – Variação volumétrica em areia fofa.

Adaptado de (FONTOURA, 2015).

CAPÍTULO 3

Materiais e Métodos

3.1. Considerações iniciais

No presente capítulo são descritas as características do solo estudado, os procedimentos experimentais e equipamentos utilizados na pesquisa.

Os ensaios realizados foram analisados em conjunto com os dados obtidos por Fontoura (2015), quando estudou o comportamento da areia de duna de Natal, a partir de ensaios triaxiais drenados, com diferentes tensões de confinamento e diferentes índices de vazios, compreendidos entre os valores de e_{\min} e e_{\max} da areia.

3.2. Materiais

3.2.1. Areia de duna de Natal/RN

O município de Natal situa-se basicamente sobre terrenos sedimentares pertencentes a Formação Barreiras. Circundando a cidade encontram-se os cordões de Paleodunas, dunas fixas de origem eólica, compostas por areias bem selecionadas, amareladas, inconsolidadas ou parcialmente consolidadas. (IDEMA, 2018).

O solo utilizado nesse trabalho é uma areia, pertencente aos depósitos eólicos litorâneos de paleodunas, na cidade de Natal-RN. As amostras foram coletadas no Campus da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, localizado nas imediações do Parque das Dunas, este último localizado paralelamente à orla marítima de Natal. A Figura 3.1 apresenta a localização do ponto onde foram realizadas as coletas do material de estudo.

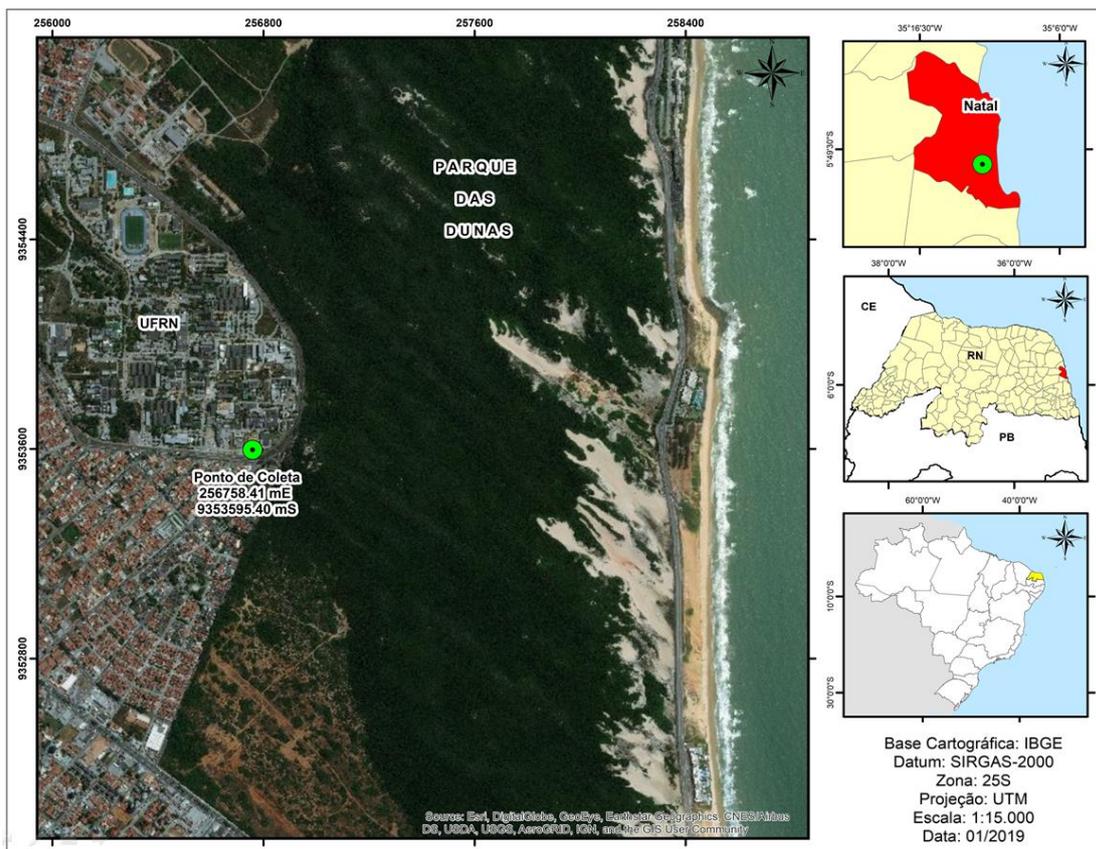


Figura 3.1 – Mapa de localização do ponto de coleta.

A areia eólica em estudo é predominantemente quartzosa. As partículas apresentam forma angular a sub-angular. A Figura 3.2 apresenta imagens obtidas a partir de um microscópio digital, com os grãos de areia sobrepostos a uma malha de 0,1mm x 0,1mm.

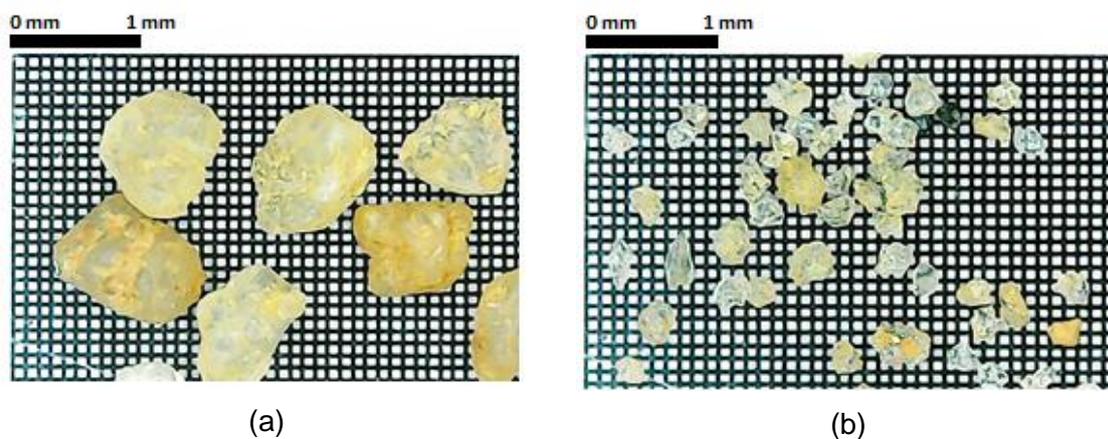


Figura 3.2 – Grãos de areia retidos nas peneiras de abertura de (a) 0,6mm e (b)

A Figura 3.3 apresenta a curva granulométrica do solo, obtida por peneiramento. Observa-se uma distribuição uniforme, em que aproximadamente 70% dos grãos são caracterizados por areia média.

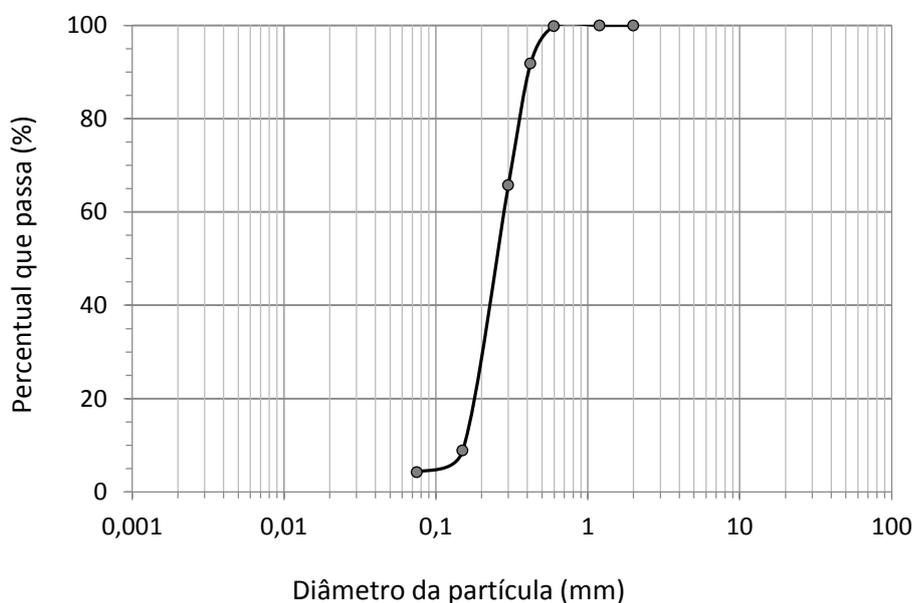


Figura 3.3 – Curva granulométrica da areia de Natal.

Adaptado de (FONTOURA, 2015).

A areia de duna foi classificada como areia mal graduada (SP), conforme Sistema Unificado de Classificação dos Solos, apresentando um teor de finos inferior a 5%. Os parâmetros físicos da areia de duna de Natal foram obtidos por Fontoura (2015) e estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Parâmetros físicos da areia de duna de Natal

D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	$e_{\text{mín}}$	$e_{\text{máx}}$	G_s
0,25	0,15	1,86	0,590	0,800	2,660

3.3. Métodos

Os ensaios foram realizados em corpos de prova com índices de vazios de moldagem de 0,600, 0,700 e 0,800 para tensões confinantes de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 300kPa, adensados isotropicamente e cisalhados na condição não drenada.

3.3.1. Preparação dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados pelo método de compactação úmida em um molde cilíndrico metálico tripartido (Figura 3.4 - a) com altura de 100 mm e diâmetro interno de 50 mm. O teor de umidade de moldagem de 6% foi adotado por ter sido utilizado em pesquisas anteriores, sendo suficiente para conferir uma coesão aparente necessária à moldagem dos corpos de prova.

As amostras foram compactadas nos índices de vazios desejados em quatro camadas. O controle da densidade para cada índice de vazios de moldagem foi realizado pela quantidade de massa total inserida por cada camada conforme Equação 11 e pela altura da camada compactada. O controle da altura da camada compactada é garantido pela utilização de peças metálicas que servem como gabarito (Figura 3.4 - b).

$$M_t = \frac{\rho_s (1 + w) V_t}{4 (e + 1)} \quad (11)$$

sendo, ρ_s a massa específica dos sólidos, w o teor de umidade de moldagem, V_t o volume total do corpo de prova e e o índice de vazios de moldagem.



(a)



(b)

Figura 3.4 – Equipamentos utilizados para moldagem dos corpos de prova.

Após moldagem, os corpos de prova de areia foram desmoldados diretamente na base da câmara triaxial, uma vez que o processo de transporte poderia causar a desagregação dos mesmos. Desse modo, todos os corpos de prova foram ensaiados logo após o processo de desmoldagem.

3.3.2. Ensaios triaxiais

A desmoldagem dos corpos de prova ocorreu de maneira cuidadosa com a amostra já apoiada sobre a base da câmara triaxial. Por vezes houve a necessidade de repetição da moldagem de corpos de prova, pela desagregação dos mesmos durante a desmoldagem, principalmente para as amostras mais fofas.

A montagem dos corpos de prova na câmara triaxial ocorreu após a saturação das entradas da base da câmara, seguida da colocação da pedra porosa e papel filtro na base e no topo do corpo de prova. Em seguida colocava-se a membrana látex, presa por anéis de borracha. Por fim era acoplada a mangueira utilizada para medição de poropressões, acoplada no cabeçote, localizado sobre o topo do corpo de prova.

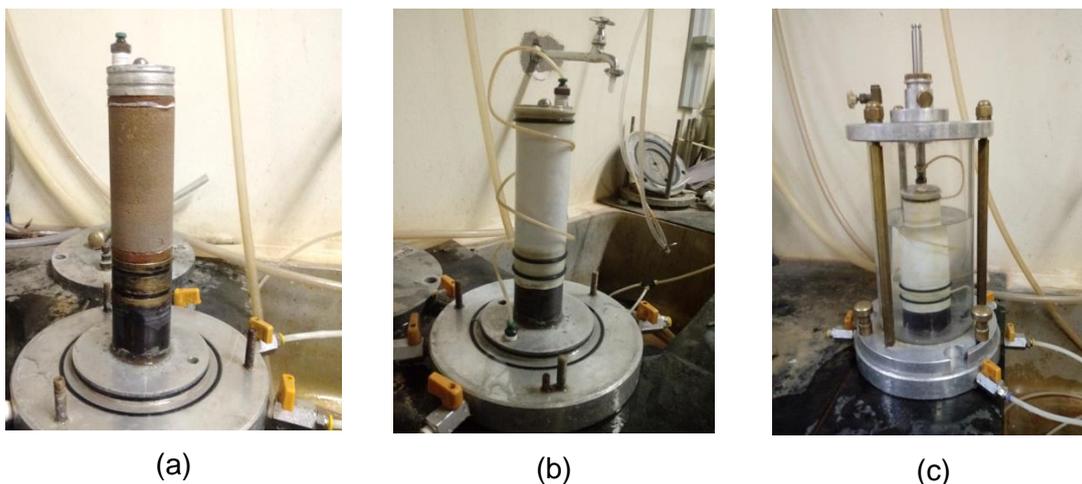


Figura 3.5 – Montagem do ensaio de compressão triaxial : (a) montagem do corpo de prova, (b) corpo de prova montado, (c) enchimento da câmara

Após montagem na câmara triaxial, as amostras foram saturadas pelos processos de percolação prévia e aplicação de incrementos de contrapressão.

Durante a percolação prévia dos corpos de prova, uma pressão confinante de 15 kPa e uma pressão interna de 10 kPa foram aplicadas.

Os estágios de contrapressão foram aplicados em intervalos de 50 kPa até a obtenção de um valor do parâmetro B maior ou igual a 0,94. Esse valor geralmente era atingido após a aplicação de, em média, 6 estágios, totalizando uma contrapressão final de 310 kPa. Nessa fase media-se o volume de água que entrava na amostra.

Após saturação, as amostras foram consolidadas isotropicamente até o valor da tensão confinante desejada. No decorrer do adensamento media-se a variação de volume gerada por ocasião da aplicação da tensão confinante.

O cisalhamento ocorreu por deformação controlada, a uma taxa de deslocamento constante, adotada, igual a 0,20 mm/min. Durante essa fase do ensaio a drenagem foi impedida e a variação da poropressão gerada foi medida até a finalização do ensaio. Os ensaios drenados foram realizados a uma taxa de deslocamento igual a 0,06 mm/min. Esta última lenta o suficiente para a não ocorrência de poropressões durante o cisalhamento, sendo a mesma taxa utilizada por Fontoura (2015), definida com base no resultados do adensamento em ensaios testes.

O equipamento utilizado, mostrado na Figura 3.6 -a, possui 4 interfaces ar-água, e transdutores de pressão capazes de medir as pressões de confinamento, contrapressão e poropressão. A carga axial gerada pelo carregamento foi medida por meio de uma célula de carga com capacidade de 5000 kgf (Figura 3.6b).

As medidas de deslocamento foram realizadas por meio de um transdutor de deslocamento linear (Figura 3.6-c). As medidas de variação volumétrica dos corpos de prova foram obtidas por meio de um medidor de volume externo, constituído por uma bureta graduada (Figura 3.6-d).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.6 – Equipamento utilizado para ensaio de compressão triaxial do Laboratório de Mecânica dos solos da UFRN: (a) visão geral do equipamento, (b) célula de carga, (c) transdutor de deslocamento linear, (d) medidor de volume.

Os dados obtidos com a realização dos ensaios foram analisados em planilhas eletrônicas para elaboração de gráficos e obtenção dos parâmetros da Teoria do Estado Crítico para a areia em estudo.

Na análise dos dados, o índice de vazios inicial de ensaio (e_i) foi calculado considerando apenas a variação de volume gerada pelo

adensamento conforme Equações 12 e 13. Possíveis variações devido a montagem e durante saturação não foram levadas em consideração pela dificuldade de aferição durante essas fases.

$$e_i = e - \Delta e \quad (12)$$

$$\Delta e = \frac{\Delta V}{V_0} (1 + e) \quad (13)$$

sendo ΔV a variação de volume lida durante o adensamento e V_0 o volume inicial do corpo de prova.

CAPÍTULO 4

Resultados e Discussão

4.1. Considerações iniciais

Este capítulo apresenta os resultados obtidos durante essa pesquisa em conjunto com os que foram realizados por Fontoura (2015). São dados de 24 ensaios triaxiais isotropicamente consolidados drenados e não drenados, sendo os ensaios drenados em areia compacta e areia fofa obtidos por Fontoura (2015) e os demais 16 ensaios foram realizados durante essa pesquisa.

A Tabela 4.1 apresenta o resumo dos resultados de todos os ensaios contendo dados relativos a condição de inicial (após consolidação) e das condições finais de ruptura.

A condição final do ensaio, nesse estudo, está associada a um valor de deformação axial próximo a 20%. Em alguns casos o ensaio foi finalizado antes que esse valor fosse alcançado por questões específicas.

A nomenclatura utilizada nesse trabalho para os ensaios é explicada conforme o exemplo a seguir: Ensaio “1 – CID – 50 – C”: (1) - número de ordem do ensaio – (CID) tipo de ensaio: Consolidado Isotropicamente Drenado – (50) valor da tensão confinante inicial em kPa – (C) estado inicial compacto.

Os dados obtidos foram analisados perante a base conceitual da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Nesse trabalho, considera-se que o estado crítico e o estado permanente ou “*steady state*” são equivalentes e que a linha do estado crítico ou estado permanente é única.

Tabela 4.1 – Resumo de resultados de ensaios drenados e não drenados.

ENSAIO		C. INICIAL		CONDIÇÃO FINAL				
Nº	Nome	$p'(kPa)$	e_i^*	$\sigma'_3(kPa)$	$\Delta_u(kPa)$	$p'(kPa)$	$q(kPa)$	e_f
1	1-CID- 50-F	50	0,788	50	0	84,9	104,8	0,717
2	2-CID-100-F	100	0,782	100	0	174,5	223,5	0,695
3	3-CID-200-F	200	0,768	200	0	345,9	437,8	0,707
4	4-CID-300-F	300	0,763	300	0	512,2	636,6	0,691
5	5-CIU- 50-F	50	0,791	25,5	24,5	41,8	48,9	0,791
6	6-CIU-100-F	100	0,783	19,6	80,4	33,4	41,5	0,783
7	7-CIU-200-F	200	0,771	90,2	109,8	138,1	143,8	0,771
8	8-CIU-300-F	300	0,766	86,2	213,7	138,2	156,0	0,766
9	1-CID- 50-M	50	0,692	50	0	92,2	126,6	0,717
10	2-CID-100-M	100	0,684	100	0	175,3	225,8	0,704
11	3-CID-200-M	200	0,680	200	0	352,1	456,3	0,684
12	4-CID-300-M	300	0,673	300	0	529,3	687,8	0,672
13	5-CIU- 50-M	50	0,690	129,4	-79,4	229,2	300,8	0,690
14	6-CIU-100-M	100	0,684	229,4	-129,4	398,5	507,2	0,684
15	7-CIU-200-M	200	0,677	279,4	-79,4	491,2	635,3	0,677
16	8-CIU-300-M	300	0,672	412,8	-112,7	705,6	878,4	0,672
17	1-CID- 50-C	50	0,593	50	0	83,3	99,8	0,658
18	2-CID-100-C	100	0,581	100	0	165,2	195,7	0,636
19	3-CID-200-C	200	0,575	200	0	356,0	467,9	0,614
20	4-CID-300-C	300	0,576	300	0	515,5	646,6	0,604
21	5-CIU- 50-C	50	0,594	349,1	-299,1	637,4	865,0	0,594
22	6-CIU-100-C	100	0,587	389,3	-289,3	699,2	929,6	0,587
23	7-CIU-200-C	200	0,583	475,6	-275,5	844,3	1106,3	0,583
24	8-CIU-300-C	300	0,578	594,2	-294,2	1087,4	1479,6	0,578

* Índice de vazios inicial do ensaio calculado após consolidação.

4.2. Comportamento tensão-deformação:

4.2.1. Areia compacta

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam, respectivamente, as curvas tensão-deformação e variação de poropressão das amostras de areia compacta nos ensaios não drenados. Observa-se que não as curvas da tensão desvio não apresentam pronunciamento de pico. As curvas relativas as tensões de 50kPa e 100 kPa revelam um comportamento que sugere uma constância no valor de tensão desvio ao alcançar uma deformação axial de 20%, enquanto que a partir de 200 kPa verifica-se uma ligeira tendência de diminuição do valor da tensão desvio ao final do ensaio.

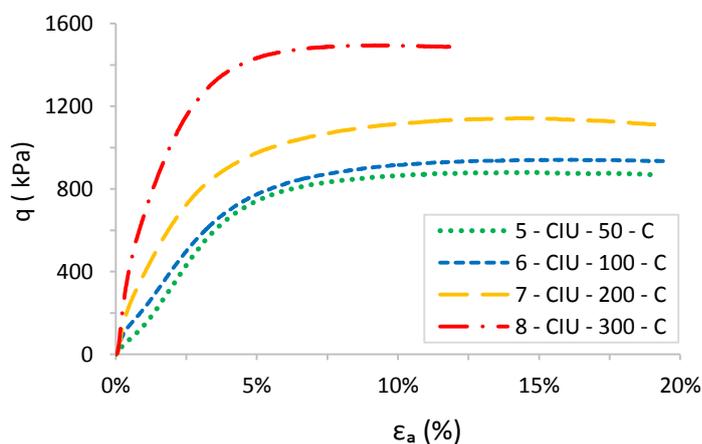


Figura 4.1 – Curvas tensão-deformação em areia compacta em ensaios não drenados.

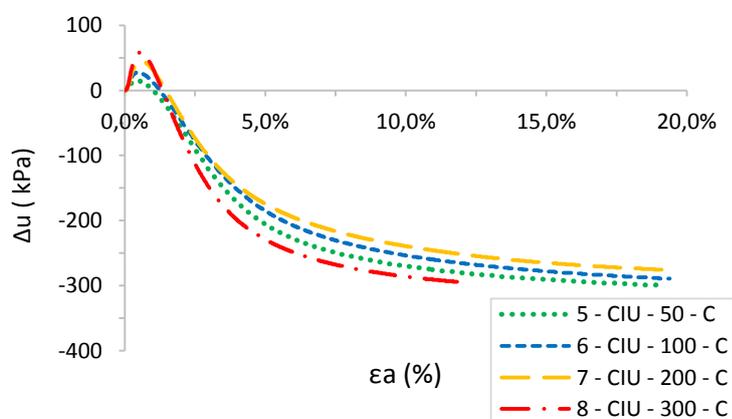


Figura 4.2 – Variação de poropressão em areia compacta.

Para todas as tensões confinantes, a variação da poropressão em areia compacta é inicialmente positiva e logo após pequenas deformações, torna-se negativa. Verifica-se que as curvas tendem a alcançar aproximadamente um mesmo valor de poropressão ao final do ensaio.

4.2.2. Areia medianamente compacta

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam as curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras de areia medianamente compacta em ensaios drenados. Observa-se que as curvas apresentam uma constância no valor da resistência ao longo do ensaio.

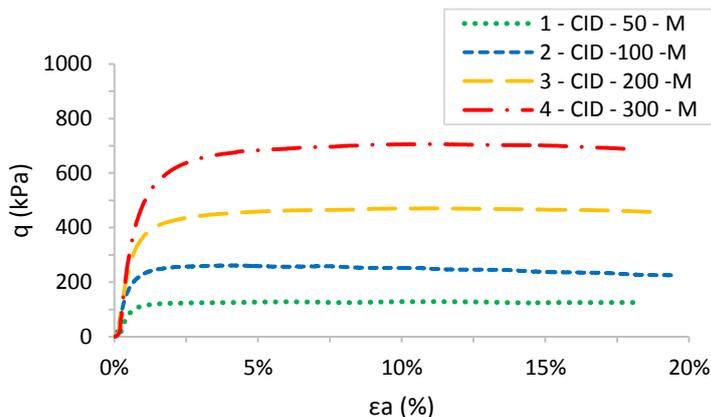


Figura 4.3 – Curvas tensão-deformação em areia medianamente compacta em ensaios drenados.

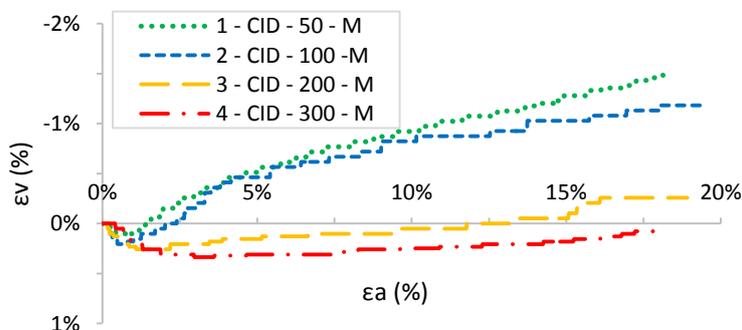


Figura 4.4 – Variação volumétrica em areia medianamente compacta.

Ao observar o comportamento volumétrico, verifica-se que para os ensaios de tensão confinante iguais a 50 kPa e 100 kPa ocorre uma compressão inicial seguida de expansão volumétrica até o final do ensaio. A variação volumétrica do ensaio com tensão confinante de 200 kPa apresenta um comportamento semelhante aos demais sendo as variações bem menos expressivas, de modo que a curva se apresenta próxima ao eixo de variação nula.

Para o ensaio com a tensão confinante de 300 kPa ocorre apenas compressão volumétrica. Nesse caso, a tensão de 300 kPa foi capaz de inibir a expansibilidade da areia medianamente compacta.

Oliveira Filho (1987) verificou o comportamento volumétrico de uma areia considerada fofa ($DR = 30\%$) claramente distinto do que se esperava, uma vez que as amostras apresentaram comportamento dilatante para uma tensão confinante de aproximadamente 100 kPa. O mesmo apontou para o fato que o que realmente existe não são amostras fofas ou compactas, mas comportamentos fofos ou compactos.

Em relação ao comportamento não drenado, é possível observar um comportamento de endurecimento para todas as tensões confinantes. O aumento de resistência ao longo da deformação axial tende a continuar variando mesmo após decorrida uma taxa de 20%. As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam as curvas tensão-deformação e variação de poropressão das amostras de areia medianamente compacta nos ensaios não drenados.

A variação da poropressão é inicialmente positiva para pequenas deformações axiais, seguida de diminuição, tornando-se negativa ao fim do ensaio. Esse comportamento é semelhante ao que ocorre na areia compacta, mas não se observa uma constância do valor da poropressão para um determinado valor final em 20% de deformação axial.

Verificou-se uma compatibilidade entre o comportamento de ensaios drenados e não drenados, com a exceção do ensaio realizado para a tensão confinante de 300 kPa, para o qual houve compressão volumétrica e surgimento de poropressões negativas.

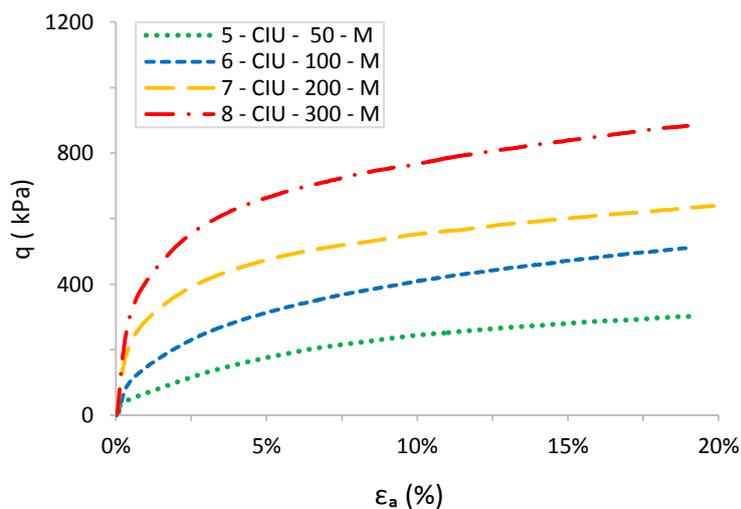


Figura 4.5 – Curvas tensão-deformação da areia medianamente compacta em ensaios não drenados.

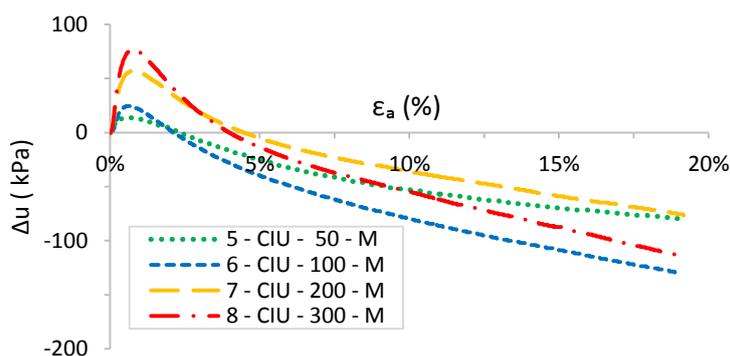


Figura 4.6 – Variação de poropressão em areia medianamente compacta.

4.2.3 Areia fofa

As Figuras 4.7 e 4.8 apresentam as curvas tensão-deformação e variação de poropressão das amostras de areia fofa nos ensaios não drenados.

A areia fofa em condição não drenada apresenta um pico de tensão desvio sob pequenas deformações. Após o pico há uma queda de resistência. Esse comportamento não foi verificado apenas para o ensaio cuja tensão confinante é de 50 kPa. As curvas relativas as tensões de 50 e 100 kPa tendem para um valor constante ao final do ensaio. Verifica-se que, para a

tensão de 200 kPa, o comportamento de amolecimento após pico muda para um leve endurecimento ao final do ensaio. Já para as tensões maiores que 200 kPa se observa uma tendência de diminuição da tensão desvio para um valor constante ao final do ensaio.

A variação da poropressão é positiva para todas as tensões confinantes e torna-se maior conforme a tensão confinante aumenta. O surgimento de poropressão positiva em ensaios não drenados é compatível com a compressão volumétrica apontada por Fontoura (2015) nas amostras de areia fofa nos ensaios drenados.

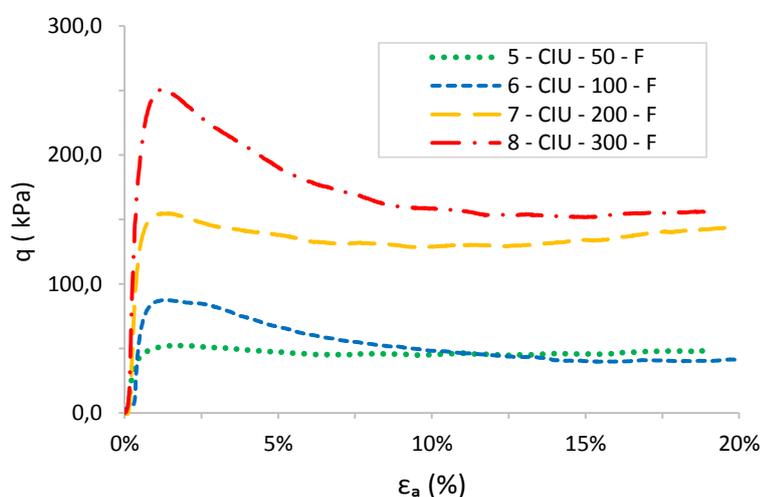


Figura 4.7 – Curvas tensão-deformação da areia fofa em ensaios não drenados.

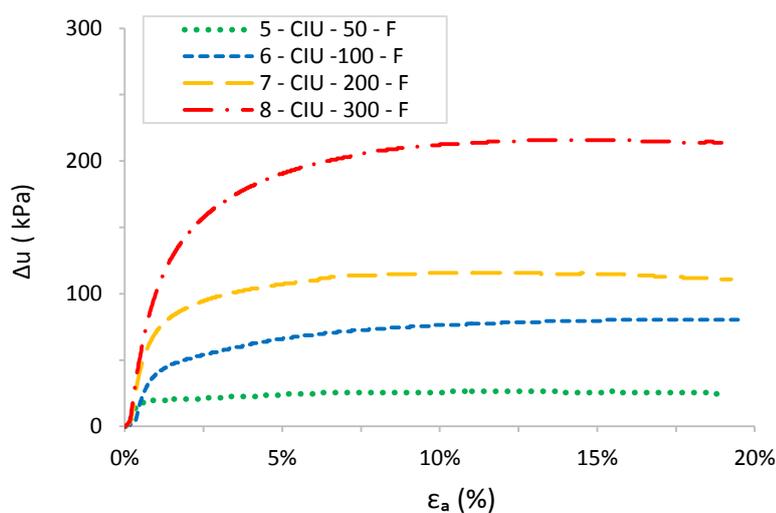


Figura 4.8 – Variação de poropressão em areia fofa.

4.3. Linha dos Estados Críticos

Os dados das condições finais apresentados na Tabela 4.1 foram utilizados para verificar o ajuste dos pontos finais nos espaços $p': q$ e $p': v$.

4.3.1. Projeção da LEC no espaço $p'-q$:

Os resultados finais de ensaios drenados e não drenados e a reta que interpola esses pontos estão apresentados na Figura 4.9.

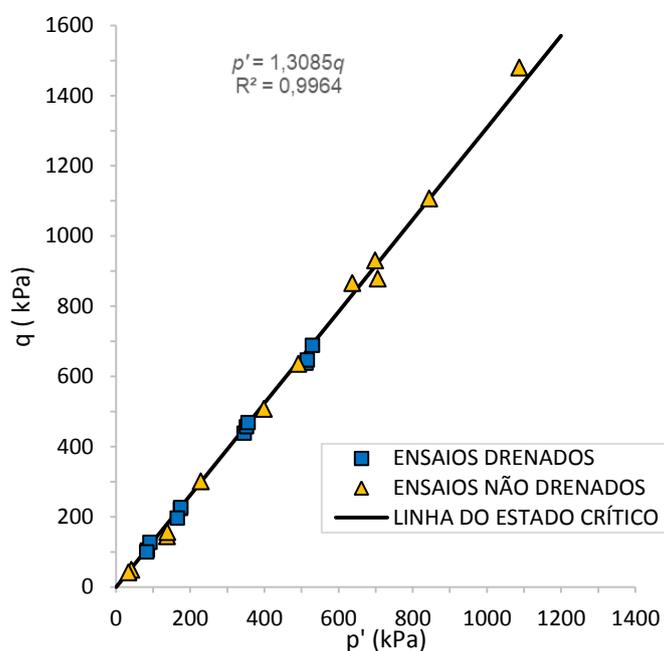
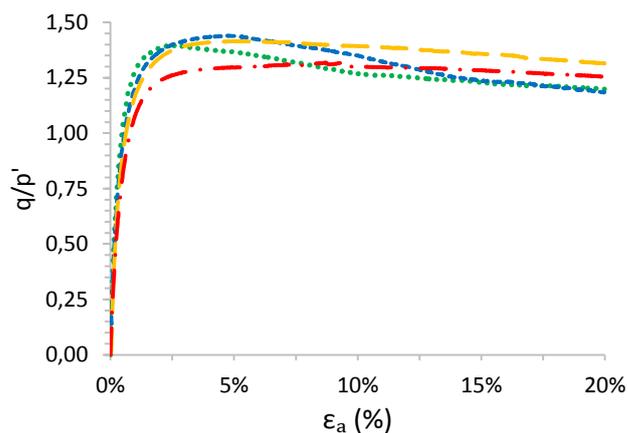


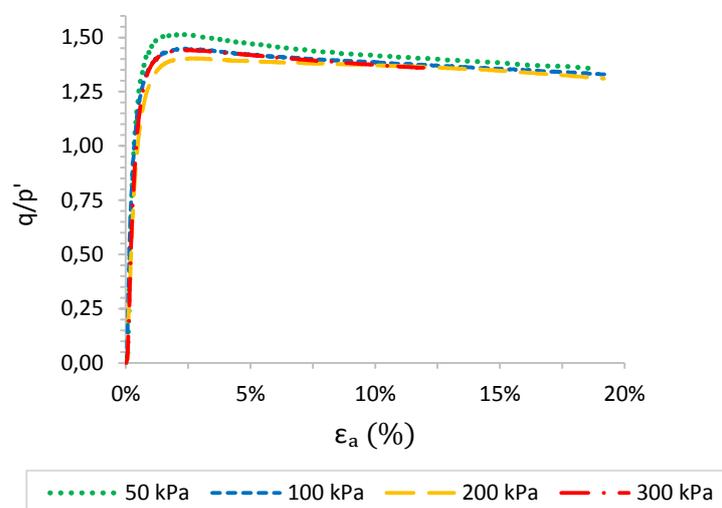
Figura 4.9 – Linha dos Estados Críticos no espaço $p': q$ para todos os ensaios.

Obteve-se um bom coeficiente de ajuste entre todos os pontos. A reta que une os pontos possui inclinação $M = 1,30$, o que corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico igual a $32,5^\circ$.

O comportamento da razão entre as tensões foi verificado para todos os ensaios. As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 mostram a relação de tensões q/p' durante o carregamento de todos os ensaios drenados e não drenados.



(a)



(b)

Figura 4.10 – Razão entre tensões nos ensaios drenados (a) e não drenados (b) em areia compacta.

Observa-se que, para a areia compacta, a relação entre as tensões apresenta um valor de M , em pequenas deformações, ligeiramente maior do que o valor alcançado na condição final, e que para maioria das curvas, não há constância no valor da relação q/p' ao final do ensaio.

Nota-se que ao final do ensaio as curvas da areia compacta tendem a continuar decrescendo, o que sugere que à uma deformação de 20% o valor final da razão entre tensões ainda não seria estabilizado. Considera-se que seria necessário ocorrerem maiores deformações para que as curvas atingissem um valor constante.

Portanto, nesse trabalho, o estado crítico foi assumido como sendo aquele em que a constância da tensão desvio é alcançada ao mesmo tempo em que a razão entre as tensões q/p' alcança um valor constante, conforme considerou em seu trabalho Sladen, D'Hollander e Krahn (1985).

O mesmo comportamento observado para a areia compacta é constatado para as tensões de 50 e 100 kPa na areia medianamente compacta nos ensaios drenados (Figura 4.11 – a). Para o ensaio realizado com a tensão confinante de 100 kPa é possível observar que, apesar do valor de q/p' não se apresentar constante ao longo da deformação, a curva atinge, ao final do ensaio, aproximadamente o valor de q/p' alcançado pelos ensaios de 200kPa e 300 kPa. Já para a condição não drenada, as curvas apresentam ao final do ensaio aproximadamente o mesmo valor atingido a pequenas deformações.

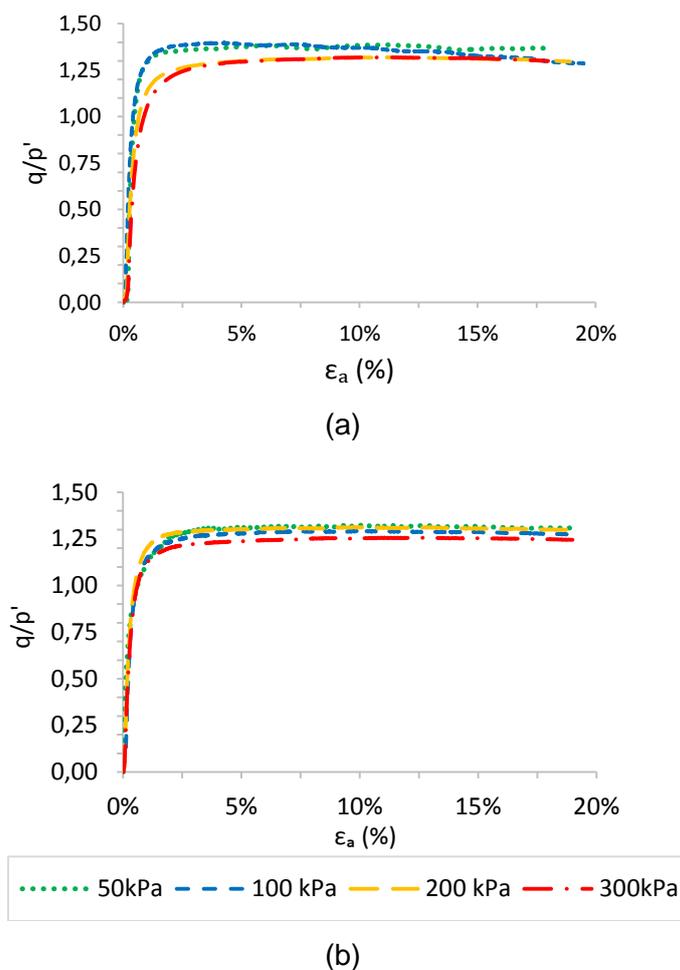


Figura 4.11 – Razão entre tensões nos ensaios drenados (a) e não drenados (b) em areia medianamente compacta.

Para a areia fofa, nos ensaios drenados, as curvas de q/p' tendem a alcançar o valor final de M apenas ao decorrer 20% de deformação axial.

Já as curvas dos ensaios não drenados apresentam um valor aparentemente constante ao longo da deformação, no entanto as mesmas apresentaram um valor de q/p' menor do que 1,3, sendo a curva relativa a 100 kPa a que mais se aproximou do valor M obtido no espaço $p': q$.

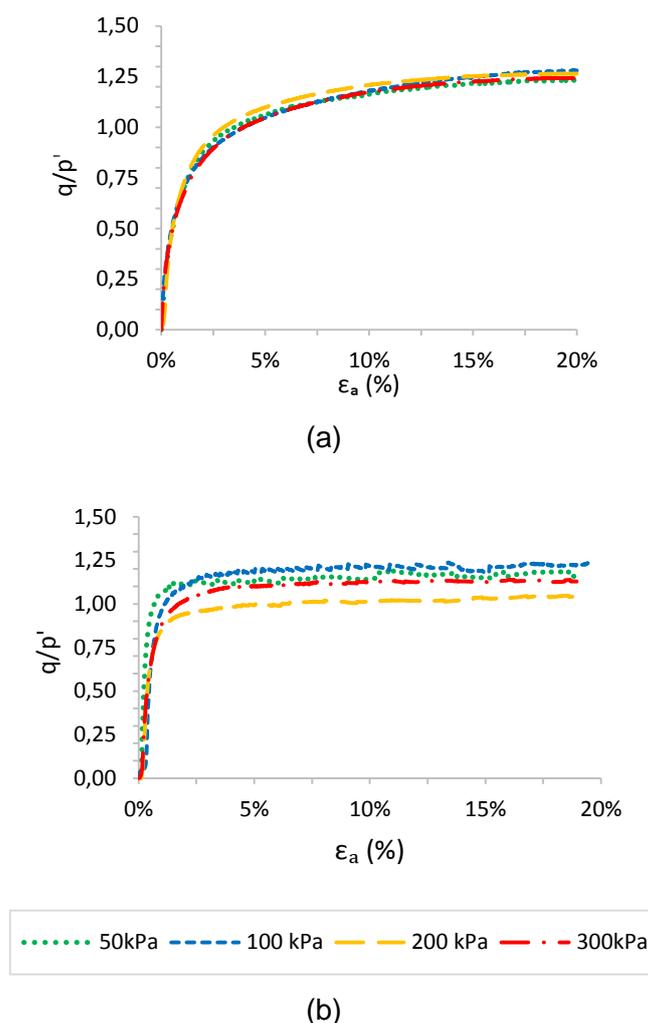


Figura 4.12 – Razão entre tensões nos ensaios drenados (a) e não drenados (b) em areia fofa.

Considerando as análises realizadas com as curvas q/p' versus deformação axial, optou-se pela execução de uma nova análise para reapresentação da LEC no espaço $p': q$, desconsiderando os resultados dos

ensaios em areia compacta. Essa rerepresentação é válida ao considerar que esses ensaios foram finalizados em uma condição intermediária em que o estado crítico não foi alcançado. A Figura 4.13 ilustra a LEC no espaço p' - q rerepresentada, considerando apenas os ensaios drenados e não drenados em areia fofa e medianamente compacta.

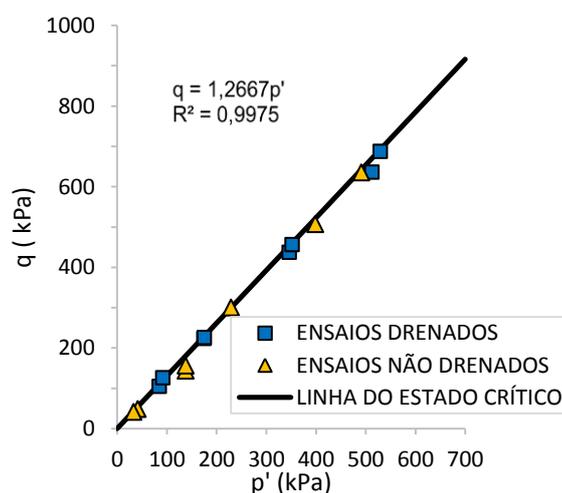


Figura 4.13 – Linha dos Estados Críticos no espaço p' – q rerepresentada.

Obteve-se para esse novo ajuste um valor de $M = 1,26$, que corresponde a um valor do ângulo de atrito no estado crítico igual a $31,5^\circ$. Fontoura (2015) apresentou o ângulo de atrito de pico para a areia de duna de Natal igual a $34,1^\circ$. Ao analisar o comportamento tensão-dilatância Fontoura (2015) apontou que para uma taxa de dilatância nula, o valor correspondente da relação q/p' foi aproximadamente igual a 1,26. Considera-se, portanto, que o novo ajuste do valor de M é mais adequado para a areia de duna de Natal.

4.3.2. Projeção da LEC no espaço p' : v :

Tendo em vista que a linha do estado crítico no espaço p' - v pode ser considerada como a fronteira entre o comportamento de compressão e expansão, verificou-se que a mesma estaria localizada entre os pontos iniciais correspondentes ao estado inicial fofo e medianamente compacto, onde se verificou a mudança de comportamento, de compressão para expansão.

Os pontos finais dos ensaios realizados em areia compacta foram desconsiderados para a obtenção da LEC no espaço p' - v , tendo em vista que ocorreram zonas de concentração de deformações cisalhantes durante a ruptura, conforme apontado por Fontoura (2015). Considerou-se que nesses casos as variações volumétricas medidas resultaram em valores de índices de vazios não representativos da amostra como um todo.

Foram, portanto, considerados válidos para obtenção da LEC no plano p' - v os dados obtidos nos ensaios drenados e não drenados em areia fofa e medianamente compacta.

Ainda assim, foram descartados desse grupo de ensaios, aqueles em que a relação entre as tensões q/p' variou muito em relação ao valor de $M = 1,26$, obtido no plano $p': q$, o que ocorreu nos ensaios 5, 7 e 8, realizados em areia fofa na condição não drenada. A Figura 4.14 apresenta as curvas obtidas nos planos $p': v$ e $\ln p': v$.

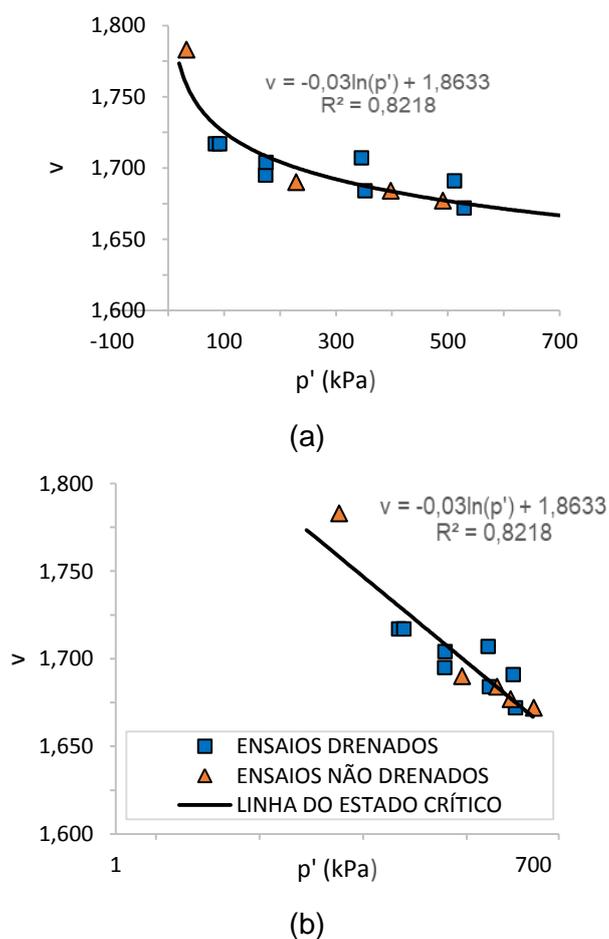


Figura 4.14 – Linha dos Estados Críticos nos planos (a) $p': v$ e (b) $\ln p': v$.

Com as projeções da LEC nos planos $p'-v$, e $p'-q$, notou-se que esses resultados conduziram a obtenção da LEC da areia de duna de Natal para um nível de tensão limitado à aproximadamente 700 kPa, para o qual considerou-se que não houve influência de quebra de grãos.

4.4. Trajetórias de tensões

4.4.1. Trajetórias no espaço $p': q$

As trajetórias de tensões efetivas dos ensaios drenados e não drenados em areia compacta são apresentadas juntamente com a Linha dos Estados Críticos na Figura 4.15.

As trajetórias drenadas incluem o ponto que localiza a condição final, uma vez que tensões maiores foram atingidas, devido a existência de picos de tensão desvio. As trajetórias não drenadas apresentaram-se localizadas acima da Linha dos Estados Críticos com uma tendência a atingir a LEC ao final do ensaio.

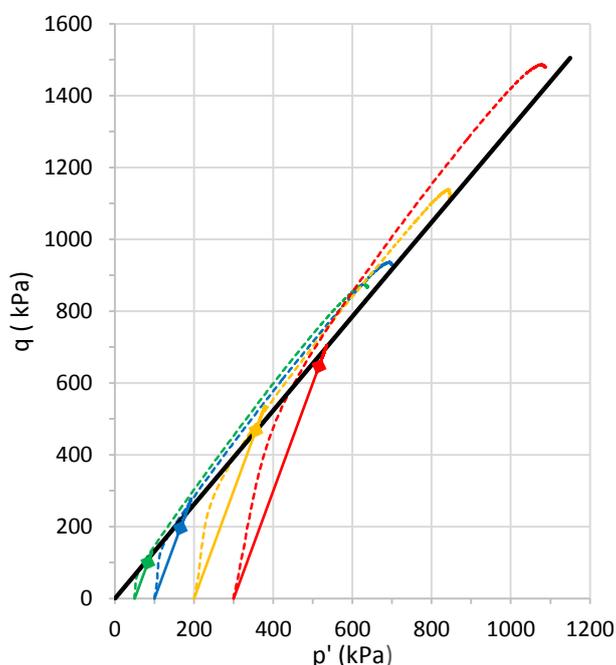


Figura 4.15 – Trajetórias de tensões nos ensaios drenados e não drenados em areia compacta.

A Figura 4.16 apresenta as trajetórias em areia medianamente compacta. Nota-se que as trajetórias drenadas e não drenadas terminaram na

linha do estado crítico à exceção do ensaio não drenado na tensão confinante de 300 kPa.

Constata-se que, as trajetórias dos ensaios no estado medianamente compacto apresentaram suas trajetórias não drenadas deslocadas inicialmente à esquerda da trajetória drenada e ao final à direita, alcançando, portanto, maiores valores de tensão desvio do que os valores alcançados em condições drenadas.

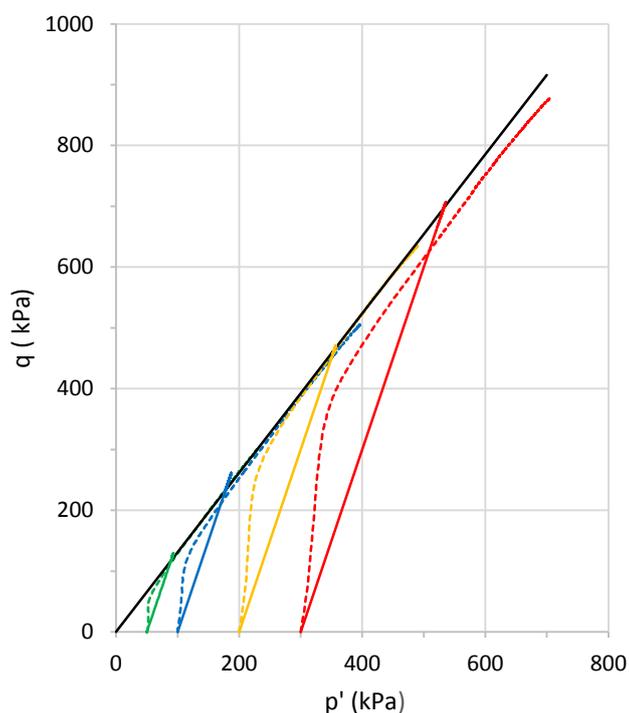


Figura 4.16 – Trajetórias de tensões nos ensaios drenados e não drenados em areia medianamente compacta.

Por outro lado, observando as trajetórias de tensões efetivas nos ensaios não drenados em areia fofa (Figura 4.17), nota-se que as mesmas se encontraram à esquerda das trajetórias drenadas o que acontece com o surgimento de poropressões positivas durante o cisalhamento. Constata-se que que as trajetórias tendem a finalizar na LEC definida no plano $p': q$.

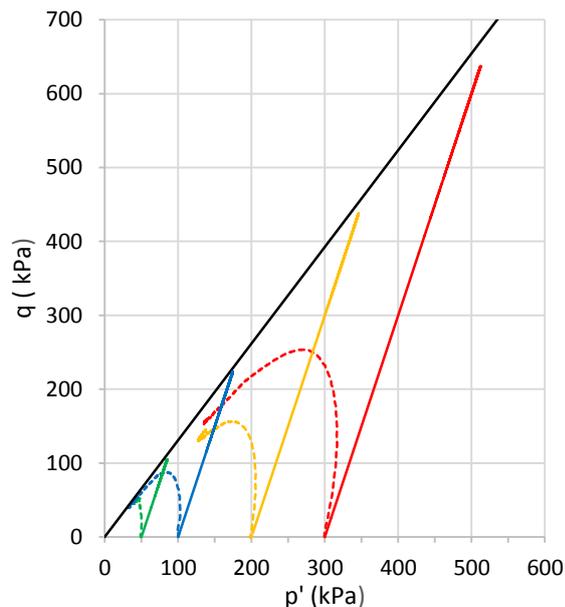


Figura 4.17 – Trajetórias de tensões nos ensaios drenados e não drenados em areia fofa.

4.4.2. Trajetórias no espaço $p': v$

O comportamento volumétrico das amostras em relação a Linha do Estado Crítico é ilustrado pelas trajetórias nos ensaios drenados (Figura 4.18).

Verifica-se que as amostras de areia compacta apresentam comportamento expansivo para todas as tensões confinantes. Os pontos finais da areia compacta não atingem a linha do estado crítico, como já comentado anteriormente.

As trajetórias de areia medianamente compacta apresentam um comportamento de expansão, bem menos pronunciado do que as da areia compacta, uma vez que os pontos iniciais já se encontram mais próximos da LEC.

Observa-se que para as tensões de 200 e 300 kPa, as trajetórias apresentam um comportamento compressão e ligeira expansão ao final do ensaio, mostrando-se praticamente localizadas na horizontal. Isso sugere que a variação volumétrica acontece num estado próximo a condição do estado

crítico, como já havia sido inferido a partir das curvas de tensão deformação e variação volumétrica.

O comportamento compressivo em amostras fofas é observado para todas as tensões confinantes.

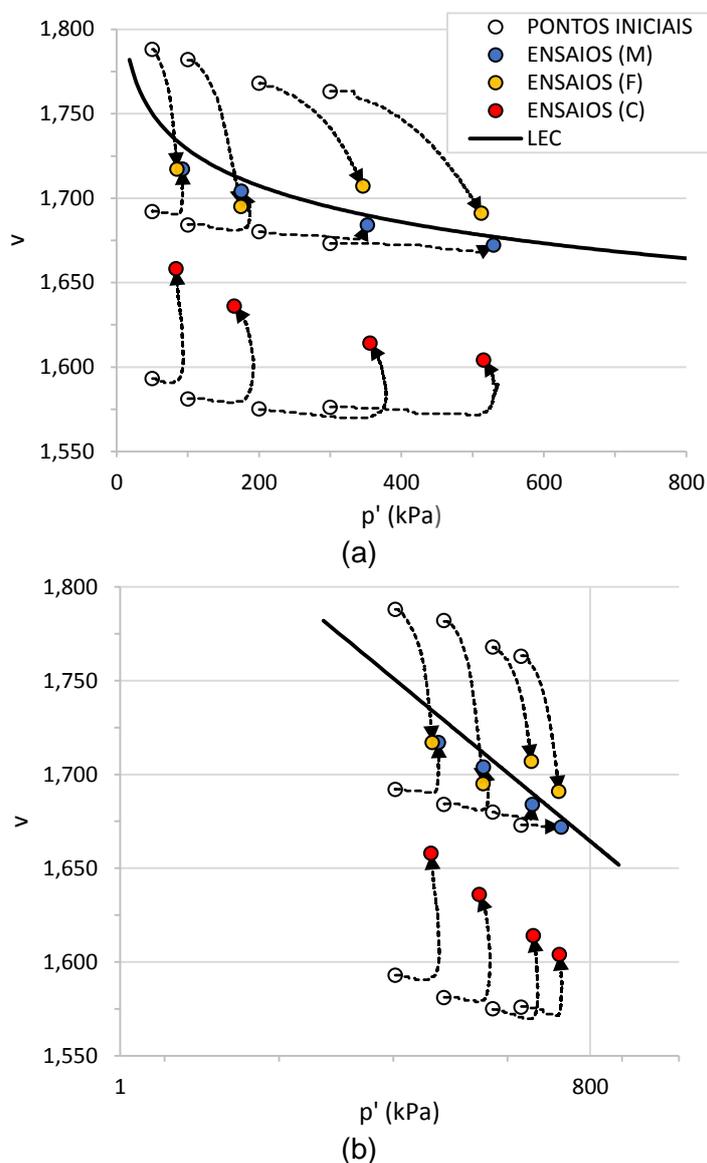
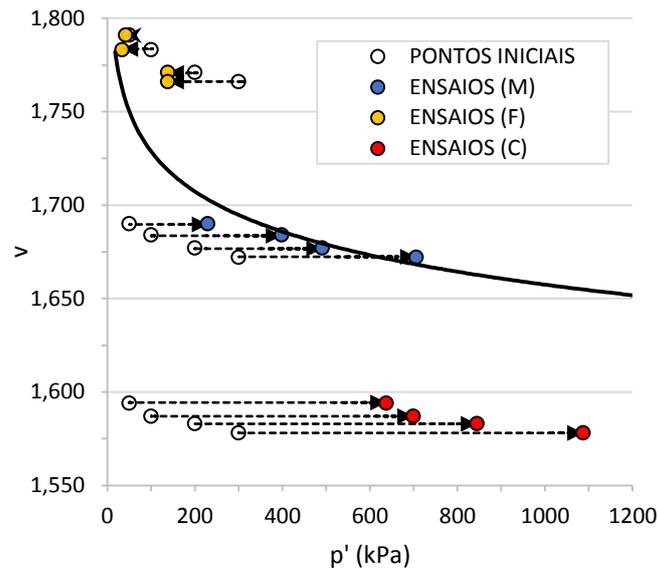


Figura 4.18 – Trajetórias dos ensaios drenados nos espaços (a) $p' - v$ e (b) $\ln p' - v$.

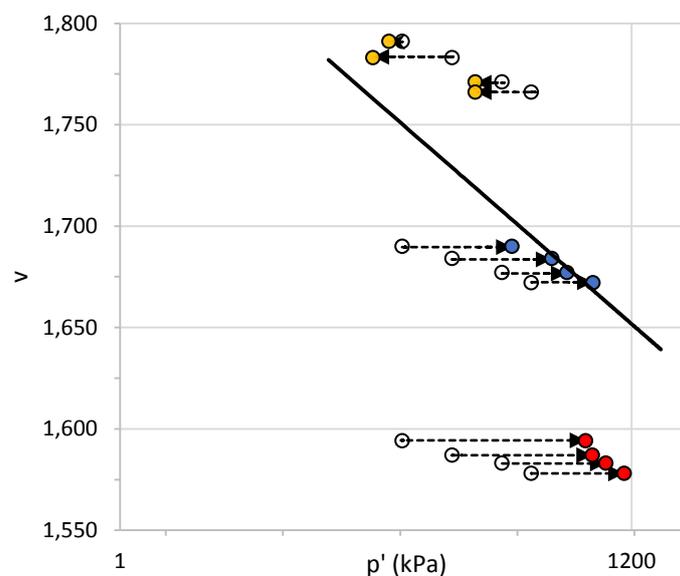
As trajetórias nos ensaios não drenados são apresentadas na Figura 4.19. Verifica-se que as curvas cujos estados iniciais estão localizados abaixo da Linha do Estado Crítico apresentam variações negativas de poropressão durante o cisalhamento, que conduz ao caminhamento da trajetória para a direita até que alcancem a LEC.

Já para as amostras fofas, cujos pontos iniciais estão localizados acima da LEC, ocorrem poropressões positivas durante o cisalhamento, fazendo com que haja a diminuição da tensão média efetiva, o que gera o caminhamento da trajetória para a esquerda, em direção à Linha do Estado Crítico.

Nota-se que as amostras da areia no estado compacto não atingem a linha do estado crítico para o nível de tensões alcançados.



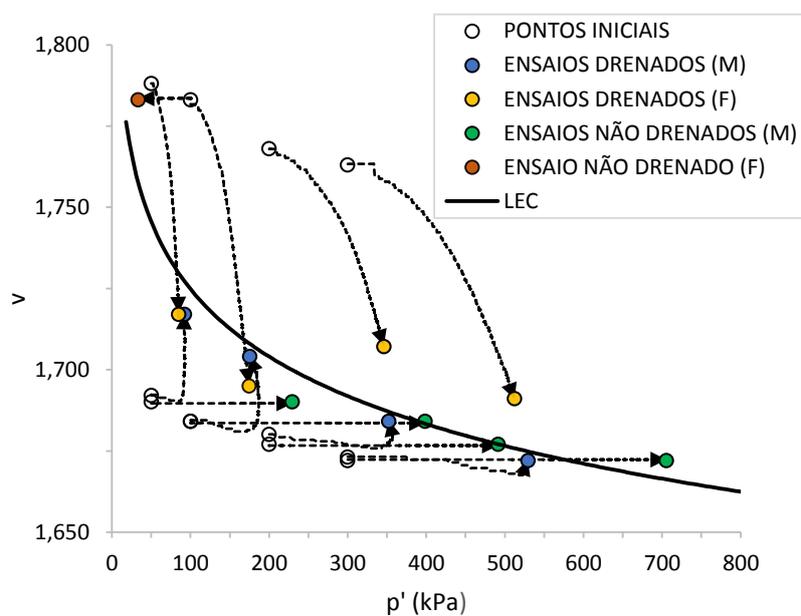
(a)



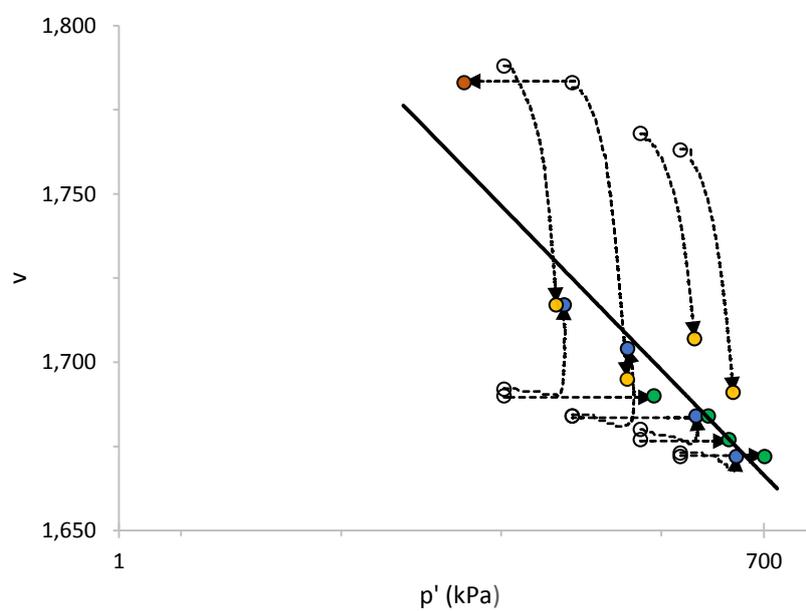
(b)

Figura 4.19 – Trajetórias dos ensaios não drenados nos planos (a) p' : v e (b) $\ln p'$: v .

Por fim são apresentadas na Figura 4.20 a projeção da Linha do Estado Crítico nos planos $p': v$ e $\ln p': v$, com as trajetórias drenadas e não drenadas dos pontos que foram utilizados para a sua definição.



(a)



(b)

Figura 4.20 – Linha do Estado Crítico e trajetórias em ensaios drenados e não drenados nos espaços (a) $p': v$ (b) e $\ln p': v$.

É interessante observar o comportamento das trajetórias drenada e não drenada para a tensão confinante inicial de 300 kPa na areia medianamente compacta. Verificou-se que no ensaio drenado, ocorre variação volumétrica apenas de compressão, e esperava-se que o ensaio correspondente não drenado apresentaria uma variação de poropressão positiva, o que não ocorreu. Apesar disso é possível verificar na Figura 4.20 que a trajetória não drenada necessariamente precisaria caminhar à direita para encontrar a LEC e, portanto, teria que apresentar poropressões negativas.

Percebe-se também que as duas trajetórias são praticamente coincidentes ao início do ensaio e tendem a se separar ao final. Essa tendência de expansão no ensaio drenado pode estar associada à dificuldade de representatividade do real comportamento devido ao alto nível de deformação da amostra.

Sugere-se que ambos pontos estão localizados numa região muito mais próxima à condição do estado crítico do que a LEC proposta nesse trabalho pôde representar e por isso essas trajetórias seriam praticamente coincidentes com a Linha dos Estados Críticos.

A Tabela 4.2 apresenta os valores do parâmetro de estado para todos os ensaios. Verificou-se que todos os ensaios em areia fofa apresentaram valores positivos enquanto que as areias medianamente compactas e compactas apresentaram valores negativos. Esse comportamento é compatível com o que foi observado nas trajetórias no plano $p': v$.

Verificou-se que os menores valores, em módulo, são para os casos de areia medianamente compacta nas as tensões de 200 e 300 kPa. O que corrobora com a ideia de que esses pontos estão muito próximos da condição do estado crítico.

Tabela 4.2 – Parâmetro de estado para ensaios drenados e não drenados em diferentes compacidades.

PARÂMETRO DE ESTADO				
ENSAIO	p' (kPa)	e_i	e_c	ψ
1-CID- 50-F	50	0,788	0,746	0,042
2-CID-100-F	100	0,782	0,725	0,057
3-CID-200-F	200	0,768	0,704	0,064
4-CID-300-F	300	0,763	0,692	0,071
5-CIU- 50-F	50	0,791	0,746	0,045
6-CIU-100-F	100	0,783	0,725	0,058
7-CIU-200-F	200	0,771	0,704	0,067
8-CIU-300-F	300	0,766	0,692	0,074
1-CID- 50-M	50	0,692	0,746	-0,054
2-CID-100-M	100	0,684	0,725	-0,041
3-CID-200-M	200	0,680	0,704	-0,024
4-CID-300-M	300	0,673	0,692	-0,019
5-CIU- 50-M	50	0,690	0,746	-0,056
6-CIU-100-M	100	0,684	0,725	-0,041
7-CIU-200-M	200	0,677	0,704	-0,027
8-CIU-300-M	300	0,672	0,692	-0,020
1-CID- 50-C	50	0,593	0,746	-0,153
2-CID-100-C	100	0,581	0,725	-0,144
3-CID-200-C	200	0,575	0,704	-0,129
4-CID-300-C	300	0,576	0,692	-0,116
5-CIU- 50-C	50	0,594	0,746	-0,152
6-CIU-100-C	100	0,587	0,725	-0,138
7-CIU-200-C	200	0,583	0,704	-0,121
8-CIU-300-C	300	0,578	0,692	-0,114

4.5. Parâmetros da Teoria do Estado Crítico

A partir do tratamento dos dados oriundos de ensaios drenados e não drenados na areia eólica de Natal, em diferentes estados iniciais, foram obtidos os parâmetros da Teoria do Estado Crítico constantes na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros do estado crítico da areia de duna de Natal.

M	ϕ_{cs}	Γ	λ
1,26	31,5°	1,863	0,03

Verificou-se que esses resultados são compatíveis com os que apresentados na literatura em se tratando de areia sem finos, de granulometria uniforme e predominantemente quartzosas, conforme pode ser observado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros do estado crítico para areias

Areia	M	ϕ_{cs}	Γ^*	λ	Referência
Toyoura	1,28	31,8°	0,934	0,019	(VERDUGO; ISHIHARA,1996)
Ottawa	1,20	30,2°	0,780	0,081	(MURTHY <i>et al.</i> , 2007)
Coimbra	1,29	32,0°	0,976	0,04	(ABREU, 2012)
Hostun	1,26	31,5°	1,00**	0,07	(AZEITEIRO <i>et al.</i> , 2017)

*Valores obtidos no plano $p'-e$. ** Adotado, igual ao valor do $e_{m\acute{a}x}$.

Todas as areias apresentadas na Tabela 4.3 são caracterizadas por grãos de formato angular a subangular, com exceção da areia de Ottawa, que apresenta grãos de formato arredondado, o que pode explicar o menor valor de ϕ_{cs} quando comparado aos demais.

4.6. Ângulo de atrito de pico

A Figura 4.21 apresenta a envoltória para condição de pico nos ensaios drenados e não drenados em areia compacta. Nos ensaios não drenados a condição de pico é coincidente com a condição final do ensaio. Na Figura estão apresentadas a Linha do Estado Crítico e as trajetórias efetivas de todos os ensaios em areia compacta. Verificou-se que a envoltória de pico é mais inclinada do que a linha do estado crítico, apresentando um valor de M igual a 1,367 que corresponde a um ângulo de atrito igual a 33,8 °.

Notou-se que as trajetórias de tensões efetivas, principalmente as não drenadas, de fato não atingem a LEC mas terminam localizadas na envoltória de pico. Foi possível verificar que todos os pontos de pico estão localizados acima da LEC, com exceção do ensaio de 50 kPa drenado, em que a condição de pico é aproximadamente igual a condição do estado crítico. Para esse nível de tensões a LEC e a envoltória de pico são praticamente coincidentes.

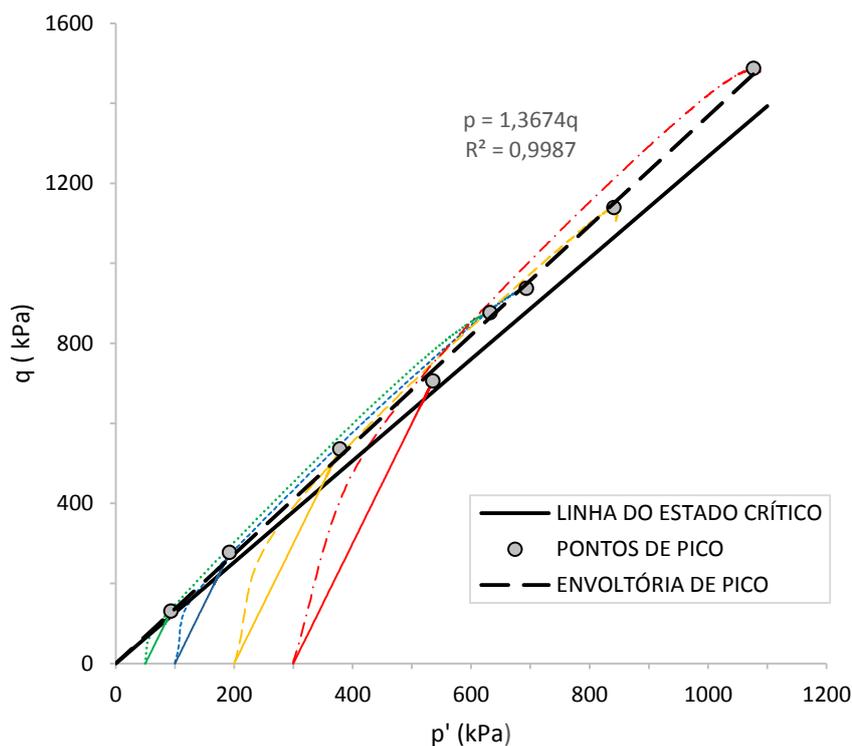


Figura 4.21 – Envoltória de pico para areia compacta.

4.7. Módulo de deformabilidade

Nesse trabalho foi determinado o módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão desvio máxima de cada ensaio. A tabela 4.5 apresenta os valores obtidos nos ensaios drenados e não drenados em areia sob diferentes compacidades.

Verificou-se que o módulo não drenado é menor do que o módulo em ensaios drenados, com exceção para o caso da areia fofa. Isso pode ser justificado devido ao comportamento característico de areia fofa sob condições

não drenadas, quando há o surgimento do pico de tensão em pequenas deformações.

Tabela 4.5 – Módulo de deformabilidade.

MÓDULO DE DEFORMABILIDADE			
COMPACIDADE	p' (kPa)	$E_{(50)}$ (MPa)	$E_{u(50)}$ (MPa)
FOFA	50	3,7	11,4
	100	6,6	10,6
	200	15,7	25,7
	300	19,5	41,7
MEDIANAMENTE COMPACTA	50	16,1	3,9
	100	37,3	8,2
	200	50,1	23,7
	300	56,9	34,3
COMPACTA	50	17,2	17,2
	100	28,2	19,9
	200	52,5	33,3
	300	66,5	62,9

4.8. Suposta LEC para areia compacta

A Figura 4.22 apresenta as trajetórias drenadas juntamente com as trajetórias não drenadas em areia compacta. Verificou-se que os pontos finais dos ensaios apresentam um bom ajuste para uma outra suposta Linha do Estado Crítico no plano p' : v . verificou-se que essa suposta LEC apresenta-se localizada paralelamente à LEC obtida nos ensaios em areia medianamente compacta e fofa.

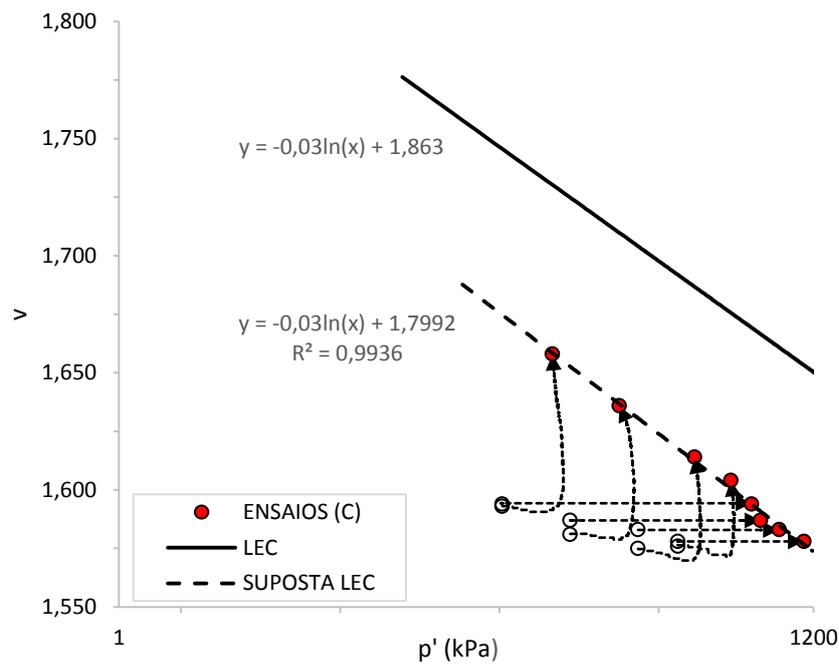


Figura 4.22 – Suposta LEC para areia compacta.

Verificou-se que as linhas apresentam o mesmo valor de λ , no entanto as amostras de areia compacta necessitariam de uma aumento no valor do índice de vazios de aproximadamente 0,065, para alcançar a mesma condição das amostras de areia fofa e medianamente.

Apesar dessas constatações, considerou-se desde o início desse trabalho que a Linha do Estado Crítico é única e, portanto, a suposta LEC para areia compacta não pode ser considerada válida, quando é levada em consideração a ausência de confiabilidade dos índices de vazios medidos em ensaios envolvendo areia compacta.

CAPÍTULO 5

Conclusões

Nesse capítulo são apresentadas as conclusões obtidas com base nos resultados e análises realizadas nesse trabalho. São apresentadas ainda sugestões para futuras pesquisas envolvendo a realização de ensaios triaxiais com a areia eólica de Natal.

5.1 Conclusões

O comportamento drenado e não drenado de uma areia de origem eólica de Natal/RN foi estudado nesse trabalho, por meio de ensaios triaxiais em diferentes tensões confinantes e diferentes compacidades. Os resultados obtidos foram analisados tendo em vista a estrutura conceitual da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

As amostras com índice de vazios inicial de 0,800 apresentaram comportamento compressivo, localizando-se acima da Linha do estado Crítico, enquanto que as amostras com índice de vazios inicial de 0,600 estando, portanto, localizadas abaixo da LEC. Para o índice de vazios intermediário de 0,700 as amostras apresentaram comportamento dilatante e compressivo a depender da tensão confinante.

Para uma tensão confinante de 300 kPa na condição drenada, a amostra de areia medianamente compacta ($DR = 47\%$) apresentou comportamento compressivo, semelhante ao comportamento de areia fofa.

O comportamento da areia em ensaios não drenados é compatível com o comportamento apresentados em dos ensaios drenados, com a exceção do que foi realizado com uma tensão confinante de 300 kPa em areia medianamente compacta, para o qual houve compressão volumétrica na condição drenada e variação negativa de poropressão na condição não drenada.

Os ensaios realizados em areia compacta não alcançaram a condição do estado crítico a uma deformação axial de aproximadamente 20%. Nos ensaios em amostras densas há ocorrência de não uniformidade de deformações e os dados da condição final desses ensaios não foram utilizados para a obtenção da Linha dos Estados Críticos.

A Linha dos Estados Críticos foi definida a partir de ensaios drenados e não drenados com amostras no estado inicialmente fofo e medianamente compacto, para um nível de tensão confinante média até aproximadamente 700 kPa.

As trajetórias de tensões dos ensaios drenados e não drenados em amostras fofas e medianamente compactas terminaram aproximadamente na Linha do Estado Crítico, o que não ocorreu para as trajetórias de amostras densas, apesar de as mesmas apontarem uma tendência de alcançar a LEC.

Os parâmetros da Teoria do Estado Crítico foram obtidos utilizando as projeções nos planos $p': q$ e $lnp': v$. Os resultados obtidos para a areia de origem eólica foram considerados compatíveis aos valores apresentados na literatura, em se tratando de areias com características semelhantes de origem aluvial e marinha.

O ângulo de atrito no estado crítico igual a $31,5^\circ$ é compatível com areias sem finos, predominantemente quartzosas, angulares a subangulares e de granulometria uniforme.

Os resultados obtidos nessa pesquisa podem ser destinados ao fornecimento de dados para análises numéricas envolvendo o comportamento mecânico da areia de origem eólica de Natal.

5.2 Sugestões para futuras pesquisas

- Realização de novos ensaios em pontos localizados em regiões próximas à LEC definida nesse estudo, incluindo ensaios com maiores tensões de confinamento;

- Utilização de equipamentos que possibilitem a medição de variações volumétricas durante a saturação das amostras, especialmente as de areia

fofa; a utilização de medidores digitais de volume para permitir maior acurácia na determinação do índice de vazios;

- Verificação da influência das técnicas de ensaios "*free end*" para amostras densas e medianamente compactas;

- Investigação da influência do aumento de finos e da cimentação das partículas no posicionamento da Linha dos Estados Críticos da areia eólica de Natal/RN.

Referências

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4767 – 11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. West Conshohocken: ASTM. 2011. 14 p.

ABREU, E. J. A.; **Estudo das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em Triaxial Estático e Cíclico**. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Mestrado Integrado em Engenharia Civil -2011/2012 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

ATKINSON, J H; BRANSBY, P L. **The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics**. London: Mcgraw-hill, 1978. 375 p.

AZEITEIRO, Ricardo J. N. et al. Critical State–Based Interpretation of the Monotonic Behavior of Hostun Sand. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 143, n. 5, p.040170041-0401700414, maio 2017. American Society of Civil Engineers (ASCE).

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.. A state parameter for sands. **Géotechnique**, [s.l.], v. 35, n. 2, p.99-112, jun. 1985. Thomas Telford Ltd.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; HACHEY, J.. The critical state of sands. **Géotechnique**, [s.l.], v. 41, n. 3, p.365-381, set. 1991. Thomas Telford Ltd.

BOBEI, D. C. et al. Modified state parameter for characterizing static liquefaction of sand with fines. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 46, n. 3, p.281-295, mar. 2009. Canadian Science Publishing.

BOLTON, M. D.. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, [s.l.], v. 36, n. 1, p.65-78, mar. 1986. Thomas Telford Ltd.

CASAGRANDE, A. Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. **Journal of Boston Society of Civil Engineers**, 1936.

CHU, J; LO, S-cr. On the Measurement of Critical State Parameters of Dense Granular Soils. **Geotechnical Testing Journal**, [s.l.], v. 16, n. 1, p.27-35, 1993. ASTM International.

CHU, J.. An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 32, n. 6, p.1065-1075, dez. 1995. Canadian Science Publishing.

CHU, J.; WANATOWSKI, D.. Instability Conditions of Loose Sand in Plane Strain. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 134, n. 1, p.136-142, jan. 2008. American Society of Civil Engineers (ASCE).

FONTOURA, T. B.; **Comportamento Tensão-Deformação e Resistência ao Cisalhamento de uma Areia de Duna Cimentada Artificialmente**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2015.

GAO, Zhiwei et al. A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution. **International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics**, [s.l.], v. 38, n. 4, p.370-390, 19 jul. 2013.

IDEMA. **Perfil do seu Município – Natal**. 2008. Disponível em: <http://adcon.rn.gov.br/ACERVO/idema/DOC/DOC000000000013948.PDF>. Acesso em: 06 mar. 2019.

KANG, Xin et al. The critical state and steady state of sand: A literature review. **Marine Georesources & Geotechnology**, [s.l.], p.1-14, 12 jan. 2019. Informa UK Limited.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 533p.

LI, Xiang Song; DAFALIAS, Yannis F. Anisotropic Critical State Theory: Role of Fabric. **Journal Of Engineering Mechanics**, [s.l.], v. 138, n. 3, p.263-275, mar. 2012. American Society of Civil Engineers (ASCE).

LI, Gang et al. Influence of Grain Size Distribution on Critical State of Granular Materials. **Springer Series In Geomechanics And Geoengineering**, [s.l.], p.207-210, 2013. Springer Berlin Heidelberg.

LODI, P. C.; **Aplicação do Modelo Cam-clay Modificado a um Solo Arenoso**. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Mestrado em Geotecnia, 1998.

MOONEY, Michael A.; FINNO, Richard J.; VIGGIANI, M. Gioacchino. A Unique Critical State for Sand? **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 124, n. 11, p.1100-1108, nov. 1998. American Society of Civil Engineers (ASCE).

MURTHY, T. G. et al. Undrained monotonic response of clean and silty sands. **Géotechnique**, [s.l.], v. 57, n. 3, p.273-288, abr. 2007. Thomas Telford Ltd..

OLIVEIRA FILHO, W. L.; **Considerações sobre ensaios triaxiais em areia**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1987.

POULOS, S.J. The Steady State of Deformations. **J. Geotechnical Engineering American Society of Civil Engineers**. v 17, GT5, p. 553-562. 1981.

RAHMAN, Md. Mizanur; LO, S. R.; BAKI, Md. Abdul Lahil. Equivalent granular state parameter and undrained behaviour of sand–fines mixtures. **Acta Geotechnica**, [s.l.], v. 6, n. 4, p.183-194, 6 nov. 2011. Springer Nature.

RAHMAN, Md. Mizanur; LO, S. R.. Undrained Behavior of Sand-Fines Mixtures and Their State Parameter. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 140, n. 7, p.040140361-0401403612, jul. 2014. American Society of Civil Engineers (ASCE).

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, M. A. WROTH, C. P. On the Yield of Soils. **Géotechnique**, 1958.

SADREKARIMI, A.; OLSON, S.M. Critical state friction angle of sands. **Géotechnique**, [s.l.], v. 61, n. 9, p.771-783, set. 2011. Thomas Telford Ltd..

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D.; KRAHN, J.. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 22, n. 4, p.564-578, nov. 1985. Canadian Science Publishing.

SLADEN, J. A.; HANDFORD, G.. A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 24, n. 3, p.462-466, ago. 1987. Canadian Science Publishing.

VERDUGO, Ramon; ISHIHARA, Kenji. The Steady State of Sandy Soils. **Soils And Foundations**, [s.l.], v. 36, n. 2, p.81-91, 1996. Elsevier BV.

WEI, X.; YANG, J.. A critical state constitutive model for clean and silty sand. **Acta Geotechnica**, [s.l.], p.1-17, 12 maio 2018. Springer Nature.

WOO, Sang Inn; SEO, Hoyoung; KIM, Joonyoung. Critical-state-based Mohr-Coulomb plasticity model for sands. **Computers And Geotechnics**, [s.l.], v. 92, p.179-185, dez. 2017. Elsevier BV.

YAMAMURO, Jerry A; LADE, Poul V. Static liquefaction of very loose sands. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 34, n. 6, p.905-917, dez. 1997. Canadian Science Publishing.

YAMAMURO, Jerry A.; LADE, Poul V.. Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 124, n. 9, p.868-877, set. 1998. American Society of Civil Engineers (ASCE).

YANG, J.; LUO, X. D.. The critical state friction angle of granular materials: does it depend on grading?. **Acta Geotechnica**, [s.l.], v. 13, n. 3, p.535-547, 4 ago. 2017. Springer Nature.