



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS PEREIRA CAVALCANTE

ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE AREIAS
COM DIFERENTES TEORES CARBONÁTICOS DO LITORAL CEARENSE
MEDIANTE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

FORTALEZA

2025

LUCAS PEREIRA CAVALCANTE

ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE AREIAS
COM DIFERENTES TEORES CARBONÁTICOS DO LITORAL CEARENSE
MEDIANTE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho

Coorientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

FORTALEZA

2025

LUCAS PEREIRA CAVALCANTE

ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE AREIAS
COM DIFERENTES TEORES CARBONÁTICOS DO LITORAL CEARENSE
MEDIANTE ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho

Coorientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

Aprovado em: 14/11/2025

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Coorientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

AGRADECIMENTOS

A Deus, primeiramente, pois sei que sempre está ao meu lado me dando forças para continuar sem temer derrotas ou fracassos.

Aos meus pais, Maria Marineide Pereira Cavalcante e Manoel Cavalcante do Nascimento, por me concederem sempre uma educação de qualidade, dentro e fora de casa. Por investirem em mim, em todos os aspectos, e sempre confiarem na minha pessoa. Por serem meus principais professores de como ser uma boa pessoa e um bom estudante. Tornei-me o que sou por conta de seus grandes exemplos.

Ao meu irmão, Filipe Pereira Cavalcante, por me encorajar e mostrar o potencial que possuímos desde a nossa infância. Além de me estimular a sempre aperfeiçoar meus conhecimentos e ser alguém melhor que sempre fui.

Aos meus amigos e familiares, por me proporcionarem momentos de descanso e por aguentarem e aceitarem as vezes que não estive presente com eles por motivos de estudo e similares.

Ao Prof. Dr. Sc. Francisco Chagas da Silva Filho, meu orientador, por aceitar e me auxiliar a conduzir esse trabalho de forma adequada, além de procurar sempre acalmar a situação, ainda que eu não me encontrasse desesperado.

Ao Prof. Dr. Sc. Alfran Sampaio Moura, meu coorientador, por me acolher, tanto em seus projetos como nesse trabalho, e mostrar durante toda a caminhada de estudo e pesquisas da pós-graduação, um grande exemplo de profissional e professor a ser seguido.

Aos demais professores do curso de pós-graduação, com ênfase na área de geotecnia, como os professores Silvrano Dantas, Mariana Vela e Anderson Borghetti, pelos seus ensinamentos durante o curso.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Ambiental (POSDEHA), por me acolher e permitir que minha meta de ser aceito e concluir o curso se tornasse realidade, em especial agradecimento pelo aumento do prazo de conclusão.

Aos companheiros de curso e do Grupo de Geotecnia e Soluções Sustentáveis (GeoSol – UFC), por promoverem ajuda mútua durante o decorrer do mestrado, a fim de alcançarmos os objetivos de finalização e conclusão da pós-graduação, assim como das

metas e demandas internas do grupo de pesquisa.

Aos laboratórios envolvidos na campanha de caracterização e de ensaios especiais, sendo esses o Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação – LMSp, Laboratório de Ensaio Especial em Geotecnia – LEEG, Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha Aplicada – LGMA. Agradeço por permitirem o uso dos espaços para elaboração dos ensaios necessários.

Aos colegas de laboratório, em especial Roberto Cordeiro e Anselmo de Oliveira, por colaborarem prontamente para quaisquer dúvidas ou necessidades especiais durante os ensaios.

À empresa OwnTec e seus funcionários, pela prontidão e acompanhamento durante a aquisição, treinamento, atualizações e explicações acerca dos processos e problemas enfrentados com o equipamento adotado durante a pesquisa.

À Petrobras, pelo seu grande apoio à pesquisa e à universidade, efetivado através de termo de cooperação de P&D (no âmbito do PD-00553-0069/2021) que atende à obrigação ANEEL.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa fornecida durante o desenvolvimento dos estudos, das disciplinas e da pesquisa.

RESUMO

Este trabalho visa estudar e avaliar os comportamentos dinâmicos e de suscetibilidade à liquefação de amostras de solos com diferentes teores carbonáticos. Esse estudo faz parte de projeto de pesquisa maior fomentado pela Petrobras em parceria com a Universidade Federal do Ceará. Para isso, foram ensaiadas amostras arenosas de diferentes locais da região costeira do Ceará, com diferentes teores carbonáticos em suas composições, coletadas tanto em locais de faixa de praia como em plataforma continental *offshore*. Os locais selecionados foram a praia da Barra do Ceará em Fortaleza, a praia de Moitas no município de Amontada e a praia de Icapuí em município de mesmo nome. As amostras foram submetidas a ensaios de caracterização e calcimetria para sua classificação. Em seguida, foi realizada campanha de ensaios triaxiais cíclicos em condição de deformação controlada. Para os ensaios cíclicos, a amostra foi tratada em peneira 2,38mm, devido a requerimentos normativos e compatibilização de resultados com o projeto vigente. As amostras apresentaram as seguintes nomenclaturas: Barra do Ceará (BC 4), Moitas (MT 3), Icapuí (ICAP 5) e Plataforma *Offshore* (PCO 3), que de acordo com seus teores carbonáticos ensaiados foram classificadas, respectivamente, como litoclástica (9,17%), litobioclástica (40,70%), bioclástica (85,98%) e bioclástica (92,03%). Os ensaios foram realizados com frequência cíclica estabelecida em 1,0 Hz, com amplitudes de deformação determinadas em 0,1% 0,3% 0,5% e 0,7%. A tensão confinante selecionada para todos os ensaios foi de 50 kPa, com todos os corpos de prova moldados em compactidade relativa que garantisse condição fofa. Foram analisados resultados e gráficos relacionados a análise das seguintes informações: Tensão desvio, tensão-deformação, taxa de poropressão, trajetória de tensões, resistência cíclica e degradação da rigidez. Os resultados constataram que as amostras com maiores teores carbonáticos – sobretudo ICAP 5 – apresentaram gráficos, comportamentos e resistência relativamente superiores à amostra tecnicamente quartzosa (BC 4). Em conclusão, estimou-se que amostras com altos teores carbonáticos apresentam maior resistência cíclica e menor degradação de seus parâmetros de rigidez, possivelmente associados a seu teor carbonático em sua constituição. Ademais, foi constatado que amostras bioclástica são capazes de desenvolver resistência cíclica em certos pontos de até maiores que 100%, como exemplo na tensão desvio mobilizada e na quantidade de ciclos para ocorrência de liquefação.

Palavras-chave: liquefação; triaxial cíclico; degradação da rigidez; areias carbonáticas.

ABSTRACT

This study aims to investigate and evaluate the dynamic behavior and liquefaction susceptibility of soil samples with varying carbonate contents. This research is part of a larger project funded by Petrobras in partnership with the Federal University of Ceará. For this purpose, sandy samples were collected from different locations along the coastal zone of Ceará, exhibiting distinct carbonate contents in their compositions. These samples were obtained both from beach zones and from the offshore continental shelf. The selected sampling sites were Barra do Ceará Beach in Fortaleza, Moitas Beach in the county of Amontada, and Icapuí Beach in the county of same name. The samples were submitted characterization and calcimetric tests for classification purposes. Subsequently, a series of cyclic triaxial tests under strain-controlled conditions was performed. For the cyclic tests, the samples were sieved through a 2.38 mm mesh, in accordance with standard requirements and to ensure compatibility of results with the ongoing research. The samples were designated as follows: Barra do Ceará (BC 4), Moitas (MT 3), Icapuí (ICAP 5), and Offshore Platform (PCO 3). Based on their measured carbonate contents, they were classified respectively as lithoclastic (9.17%), lithobioclastic (40.70%), bioclastic (85.98%), and bioclastic (92.03%). The cyclic loading frequency adopted for all tests was 1.0 Hz, with strain amplitudes of 0.1%, 0.3%, 0.5%, and 0.7%. The confining pressure applied in all tests was 50 kPa, and all specimens were prepared at a relative density corresponding to a loose condition. The analyses considered the following parameters and plots: deviator stress, stress–strain behavior, pore pressure ratio, stress path, cyclic resistance, and stiffness degradation. The results indicated that samples with higher carbonate contents – particularly ICAP 5 – exhibited plots, behaviors, and cyclic resistance relatively superior to those of the predominantly quartzose sample (BC 4). In conclusion, it was observed that samples with higher carbonate contents tend to present greater cyclic resistance and lower stiffness degradation, likely associated with their carbonate composition. Furthermore, it was verified that bioclastic samples are capable of developing cyclic resistance exceeding 100% in certain cases, as evidenced by the mobilized deviator stress and the number of cycles required for liquefaction to occur.

Keywords: liquefaction; cyclic triaxial; stiffness degradation; carbonate sands.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas de geração de poropressão.....	10
Figura 2 – Diagrama de diferenças conceituais em ensaios não drenados em amostra arenosa saturada.....	13
Figura 3 – Variação do índice de vazios durante ensaios de cisalhamento direto	15
Figura 4 – Comportamento não drenado esquemático de areia fofa em ensaio triaxial.	19
Figura 5 – Distribuições granulométricas suscetíveis a liquefação.....	24
Figura 6 – Comportamento tensão-deformação de areias fofas e areias compactas	25
Figura 7 – Gráfico comparativo para suscetibilidade à liquefação	26
Figura 8 – Conceito de parâmetro de estado para suscetibilidade à liquefação	27
Figura 9 – Gráficos ilustrativos de (a) tensão-deformação, (b) trajetória de tensões e (c) variação de volume em ensaios triaxiais desenvolvidos por Castro (1969)	28
Figura 10 – Diferenças entre (a) câmara triaxial cíclica e (b) câmara triaxial estática ..	30
Figura 11 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto simples cíclico.....	31
Figura 12 – Resultados de cisalhamento cíclico observados por Seed (1966) em (a) carga controlada e em (b) deformação controlada	32
Figura 13 – Condições de cargas e tensões em amostras durante ensaio HCT	34
Figura 14 – Esquema do aparato para ensaio de coluna ressonante apresentado em (a) vista superior e em (b) vista em perfil	36
Figura 15 – Gráfico para análise de liquefação segundo resistência de ponta do cone..	37
Figura 16 – Frequências para projetos de fundação em aerogerador <i>offshore</i>	40
Figura 17 – Gráficos de poropressão e deformação em ensaios de carga controlada	45
Figura 18 – Gráfico de tensão-deformação em carga controlada	46

Figura 19 – Gráfico de trajetória de tensões em carga controlada	46
Figura 20 – Curva característica de resistência cíclica.....	47
Figura 21 – Gráficos de tensão desvio e poropressão em deformação controlada.....	49
Figura 22 – Gráficos de trajetória e tensão-deformação em deformação controlada	50
Figura 23 – Curva de histerese característica	51
Figura 24 – Exemplo de análise de liquefação por deformação controlada.....	54
Figura 25 – Mapa faciológico da costa cearense apresentando fácies sedimentares.....	56
Figura 26 – Localização dos pontos de coleta do material de estudo.....	57
Figura 27 – Coleta de material (amostra BC 4) na praia da Barra do Ceará.....	58
Figura 28 – Coleta de material (amostra MT 3) na praia de Moitas	59
Figura 29 – Coleta de material (amostra PCO 3) na praia de Moitas sendo vista pela (a) amostra em secagem e (b) durante coleta em barco	59
Figura 30 – Coleta de material (amostra ICAP 5) na praia de Icapuí.....	60
Figura 31 – Calcímetro de Bernard modificado adotado para estudo das amostras.....	62
Figura 32 – Granulometria das amostras (a) BC 4, (b) MT 3, (c) ICAP 5 e (d) PCO 3.	63
Figura 33 – Resumo com todas as faixas granulométricas das amostras estudadas.....	63
Figura 34 – Granulometria parcial das amostras (a) BC 4, (b) MT 3, (c) ICAP 5 e (d) PCO 3.....	64
Figura 35 – Faixas granulométricas parciais da amostras estudadas.....	65
Figura 36 – Amostras ensaiadas em peneiramento.....	66
Figura 37 – Equipamento triaxial cíclico utilizado nesse estudo	69
Figura 38 – Aparatos de moldagem dos corpos de prova do estudo	72

Figura 39 – Corpo de prova devidamente moldado	73
Figura 40 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra BC 4 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%	79
Figura 41 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra MT 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%.....	80
Figura 42 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra ICAP 5 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%...	81
Figura 43 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra PCO 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%....	82
Figura 44 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra BC 4 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%.....	84
Figura 45 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra MT 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%.....	85
Figura 46 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra ICAP 5 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%	85
Figura 47 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra PCO 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%.....	86
Figura 48 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra BC 4.....	88
Figura 49 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra MT 3	88
Figura 50 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra ICAP 5 ..	89
Figura 51 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra PCO 3 ...	90
Figura 52 – Trajetórias de tensões da amostra BC 4 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%	91
Figura 53 – Trajetórias de tensões da amostra MT 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%	92

Figura 54 – Trajetórias de tensões da amostra ICAP 5 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%.....	93
Figura 55 – Trajetórias de tensões da amostra PCO 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%.....	94
Figura 56 – Resistência à liquefação da amostra BC 4	96
Figura 57 – Resistência à liquefação da amostra MT 3	97
Figura 58 – Resistência à liquefação da amostra ICAP 5.....	98
Figura 59 – Resistência à liquefação da amostra PCO 3	99
Figura 60 – Resistência cíclica das amostras ensaiadas	101
Figura 61 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra BC 4.....	103
Figura 62 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra MT 3	105
Figura 63 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra ICAP 5	106
Figura 64 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra PCO 3	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Exemplos de casos na literatura de sismos que promoveram liquefação	7
Tabela 2 – Aspectos condicionantes para ocorrência de liquefação	9
Tabela 3 – Resumo dos resultados da literatura com diferentes frequências	39
Tabela 4 – Estudos avaliados de ensaios triaxiais cíclicos em deformação controlada..	43
Tabela 5 – Classificação dos sedimentos em função do teor de CaCO ₃	56
Tabela 6 – Materiais utilizados para ensaios triaxiais cíclicos	57
Tabela 7 – Frações granulométricas das amostras do estudo	65
Tabela 8 – Resultados de umidade, densidade real e índices de vazios das amostras....	67
Tabela 9 – Teor de carbonato das amostras ensaiadas	68
Tabela 10 – Parâmetros e valores adotados para as amostras ensaiadas	74
Tabela 11 – Resultados gerais dos ensaios cíclicos realizados.....	78
Tabela 12 – Números de ciclos determinados para ocorrência de liquefação nos ensaios cíclicos realizados	100
Tabela 13 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em BC 4	103
Tabela 14 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em MT 3.....	104
Tabela 15 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em ICAP 5	106
Tabela 16 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em PCO 3.....	107

LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

δ	Índice de degradação
$\Delta\sigma_3$	Variação de pressão da câmara triaxial
Δu	Variação de poropressão
ΔV	Variação de volume
ϵ_a	Deformação axial
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
γ_w	Peso específico da água
ρ	Massa específica
ρ_w	Massa específica da água
σ_1	Tensão principal maior ou vertical
σ_2	Tensão principal intermediária ou lateral
σ_3	Tensão principal menor ou horizontal
σ'_{3c}	Tensão confinante
σ_{v0}	Tensão total média de confinamento
σ'_{v0}	Tensão efetiva média de confinamento
σ_D	Tensão desvio cíclica
τ	Tensão de cisalhamento
ν	Coefficiente de Poisson
ψ	Parâmetro de estado
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$a_{máx}$	Aceleração máxima do terreno durante sismo
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Parâmetro de poropressão de Skempton
BC 4	Amostra coletada na praia da Barra do Ceará
$CaCO_3$	Carbonato de cálcio
CD	Ensaio triaxial adensado e drenado
CDSS	Ensaio de cisalhamento direto simples cíclico
CPT-u	Ensaio de penetração de piezocone
CRR	Razão de resistência cíclica
CSA	Amplitude de deformação cíclica

CSR	Razão de tensão cíclica
CSR _{tx}	Razão de tensão cíclica para ensaio triaxial
CTS	Ensaio de cisalhamento torcional cíclico
CTX	Ensaio triaxial cíclico
CU	Ensaio triaxial adensado e não drenado
D	Coefficiente de amortecimento ou <i>Damping</i>
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
D _R	Densidade relativa
E	Módulo de elasticidade longitudinal ou Módulo de Young
e	Índice de vazios
e _o	Índice de vazios inicial
e _{máx}	Índice de vazios máximo
e _{mín}	Índice de vazios mínimo
FS _L	Fator de segurança contra liquefação
G	Módulo de elasticidade transversal ou Módulo de cisalhamento
GeoSol	Grupo de Geotecnia e Soluções Sustentáveis
G _{máx}	Módulo de cisalhamento máximo
G _s	Densidade real
HCl	Ácido clorídrico
HCT	Ensaio torcional de cilindro oco
ICAP 5	Amostra coletada na praia de Icapuí
i _{crit}	Gradiente hidráulico crítico
JGS	Japanese Geotechnical Society
LEC	Linha de estados críticos
LGMA	Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha Aplicada à Energia
LI	Linha de instabilidade
LMSP	Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação
LTF	Linha de transformação de fase
MT 3	Amostra coletada na praia de Moitas
N _{LIQ}	Número de ciclos para ocorrência de liquefação
p'	Tensão média efetiva
P _C	Carga cíclica a ser aplicada

PCO 3	Amostra <i>offshore</i> coletada na Plataforma Continental Cearense
q	Tensão desviadora
RCT	Ensaio de coluna ressonante
r_d	Fator de comportamento do corpo rígido
r_u	Razão de poropressão cíclica
SP	Areia mal graduada
SPT	Ensaio de sondagem a penetração
S_r	Grau de saturação
S_u	Coesão ou resistência não drenada
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TEC	Teoria dos estados críticos
u	Poropressão
UFC	Universidade Federal do Ceará
UU	Ensaio triaxial não adensado e não drenado
w	Teor de umidade

Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificativa	2
1.2	Objetivos.....	3
<i>1.2.1</i>	<i>Objetivos Gerais.....</i>	<i>3</i>
<i>1.2.2</i>	<i>Objetivos Específicos.....</i>	<i>3</i>
1.3	Estrutura da Dissertação	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	Liquefação.....	5
<i>2.1.1</i>	<i>Conceitos Gerais.....</i>	<i>5</i>
<i>2.1.2</i>	<i>Histórico.....</i>	<i>6</i>
<i>2.1.2.1</i>	<i>Rupturas por Liquefação no Mundo</i>	<i>6</i>
<i>2.1.2.2</i>	<i>Rupturas por Liquefação no Brasil.....</i>	<i>8</i>
<i>2.1.3</i>	<i>Aspectos Condicionantes para Ocorrência de Liquefação</i>	<i>9</i>
<i>2.1.4</i>	<i>Mecanismos de Liquefação.....</i>	<i>12</i>
<i>2.1.4.1</i>	<i>Liquefação Estática.....</i>	<i>14</i>
<i>2.1.4.2</i>	<i>Liquefação Dinâmica / Cíclica.....</i>	<i>16</i>
<i>2.1.5.</i>	<i>Comportamento de Resistência não Drenada</i>	<i>19</i>
2.2	Suscetibilidade à Liquefação	21
<i>2.2.1</i>	<i>Critério Histórico.....</i>	<i>21</i>
<i>2.2.2</i>	<i>Critério Geológico</i>	<i>22</i>
<i>2.2.3</i>	<i>Critério de Distribuição Granulométrica</i>	<i>23</i>
<i>2.2.4</i>	<i>Critério de Estado Crítico.....</i>	<i>24</i>
2.3	Ensaio Especiais para Análise de Liquefação	27
<i>2.3.1</i>	<i>Ensaio Triaxial Estático.....</i>	<i>27</i>
<i>2.3.2</i>	<i>Ensaio Triaxial Cíclico (CTX).....</i>	<i>29</i>
<i>2.3.3</i>	<i>Ensaio de Cisalhamento Direto Simples Cíclico (CDSS).....</i>	<i>31</i>
<i>2.3.4</i>	<i>Ensaio de Cisalhamento Torcional Cíclico (CTS)</i>	<i>33</i>
<i>2.3.5</i>	<i>Ensaio de Coluna Ressonante (RCT).....</i>	<i>35</i>
<i>2.3.6</i>	<i>Ensaio de Piezocone (CPT-U).....</i>	<i>36</i>
2.4	Parâmetros Dinâmicos em Ensaio Cíclicos	38
<i>2.4.1</i>	<i>Frequência.....</i>	<i>38</i>
<i>2.4.2</i>	<i>Carregamento</i>	<i>41</i>
<i>2.4.3</i>	<i>Deformação.....</i>	<i>42</i>

2.5	Interpretação de Resultados em Ensaios Triaxiais Cíclicos	43
2.5.1	<i>Carga Controlada</i>	44
2.5.1.1	<i>Comportamentos Gráficos</i>	44
2.5.1.2	<i>Resistência Cíclica e Fator de Segurança contra Liquefação</i>	47
2.5.2	<i>Deformação Controlada</i>	48
2.5.2.1	<i>Comportamentos Gráficos</i>	48
2.5.2.2	<i>Módulos e Parâmetros de Deformabilidade</i>	50
2.5.2.3	<i>Suscetibilidade à Liquefação</i>	53
3	MATERIAIS E MÉTODOS	55
3.1	 Materiais Selecionados	55
3.2	 Ensaios Realizados	60
3.3	 Caracterização dos Materiais	62
3.4	 Equipamento Triaxial Cíclico	68
3.5	 Etapas dos Ensaios Triaxiais Cíclicos	71
3.5.1	<i>Preparação dos Corpos de Prova</i>	71
3.5.2	<i>Saturação</i>	74
3.5.3	<i>Adensamento</i>	76
3.5.4	<i>Ruptura por Ciclagem</i>	76
4	RESULTADOS	78
4.1	 Campanha de Ensaios	78
4.2	 Evolução da Tensão Desvio	79
4.3	 Análise Tensão – Deformação	84
4.4	 Evolução das Poropressões	87
4.5	 Trajetórias de Tensões	91
4.6	 Resistência à Liquefação	95
4.7	 Degradação da Rigidez do Solo	102
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	110
5.1	 Considerações Finais	110
5.2	 Sugestões para Trabalhos Futuros	112
	REFERÊNCIAS	113

1 INTRODUÇÃO

Amostras de solos tipicamente arenosas são capazes de serem submetidas ao fenômeno denominado de liquefação, citado pela primeira vez por Hazen (1918), para descrever o colapso da Barragem de Calaveras, na Califórnia. Desde então, esse fenômeno vem constantemente sendo estudado e atribuído como causa de ruptura em diversas obras mundialmente.

Tal fenômeno é de grande importância para estruturas construídas com materiais arenosos e com alto grau de saturação, principalmente em condição de baixa compactidade. O fenômeno é destacamente importante em casos de barragens, aterros e subsolos que suportam máquinas, que pelo efeito combinado de cargas, dinâmicas ou não, e das características do solo, possam ter comportamento não drenado em algum momento. Apesar disso, atualmente, o fenômeno de liquefação é verificado para diversas condições e projetos, tais como para construção de ferrovias e até de parques eólicos *offshore*.

Em teoria, Liquefação está relacionada à perda de resistência do solo devido ao acréscimo de poropressão em seu interior, promovendo a anulação das forças de contato e atribuindo ao solo uma condição de estrutura metaestável. Tal fenômeno é visível com maior rigor em areias por elas terem diferentes comportamentos de variação de volume de acordo com seu estado de compactidade.

De fato, esse fenômeno era – e de certa forma ainda é – de difícil compreensão. Um dos maiores obstáculos para seu entendimento era que não havia um entendimento do conceito de uma forma mecânica, mas sim estritamente geológica e relacionada à formação do solo. Além disso, a liquefação não era analisada se considerando o efeito da variação da dilatância.

Desde os trabalhos pioneiros de Seed e Idriss (1971) e Seed *et al.* (1975), a liquefação passou a ser entendida como um processo no qual solos granulares saturados experimentam aumento de poropressão e redução efetiva das tensões confinantes sob carregamentos cíclicos. Paralelamente, estudos como os de Castro (1969) evidenciaram que a instabilidade também pode ocorrer sob carregamentos monotônicos, caracterizando a chamada liquefação estática ou *flow liquefaction*. Esses avanços iniciais estabeleceram as bases conceituais para o desenvolvimento dos métodos de previsão atualmente empregados na prática geotécnica.

Been e Jefferies (1985) citam que, a partir da década de 1990, a Mecânica dos Solos do Estado Crítico consolidou-se como a principal conceituação teórica para melhor compreender o comportamento de solos arenosos submetidos à carregamentos em condições drenada e não drenada.

Nas últimas duas décadas, a investigação da liquefação estendeu-se para além das areias limpas, abrangendo solos granulares de granulometria fina, siltes e rejeitos de mineração. Estudos como os de Boulanger e Idriss (2006) demonstraram que materiais de baixa plasticidade podem apresentar comportamento análogo ao das areias suscetíveis à liquefação, embora com mecanismos distintos relacionados à estrutura interna, à sensibilidade e à rigidez volumétrica.

Em âmbito laboratorial, foram desenvolvidos ensaios com maiores precisão e controle das trajetórias de tensões, tais como: triaxiais cíclicos, cisalhamento simples cíclico, coluna ressonante, etc. Em campo, métodos como o piezocone evoluíram significativamente, fornecendo bases para métodos probabilísticos de avaliação de suscetibilidade e correlações calibradas a partir de bancos de dados internacionais.

Dessa forma, verifica-se que a liquefação é um fenômeno multifacetado, dependente não apenas de densidade ou carregamento cíclico, mas também de fatores como estrutura, cimentação, sensibilidade, permeabilidade, taxa de carregamento, trajetória de tensões e condições hidrogeológicas. A tendência contemporânea é integrar ensaios laboratoriais avançados, métodos probabilísticos, modelagem hidromecânica acoplada e monitoramento contínuo, particularmente em obras de maior risco como barragens de rejeitos. Tais avanços buscam não apenas compreender, mas também antecipar e mitigar falhas de grande impacto socioambiental.

1.1 Justificativa

Devido à crescente demanda de projetos de parques eólicos *offshore* na região costeira do Nordeste, especialmente no Ceará, há interesse de empresas do setor em se estudar amostras arenosas e seus comportamentos dinâmicos para compatibilização de projetos de torres eólicas *offshore*, haja vista que esse tipo de estrutura promove condições de pequenos carregamentos cíclicos em sua fundação devido a fatores como: rotação das

pás, correnteza e carregamentos eólicos.

Sabendo que o solo marítimo, especialmente em níveis superficiais, possuem grande quantidade de conchas, algas, corais, rodolitos e demais materiais que atribuem certo teor carbonático à composição mineralógica do solo, é importante também se verificar e compreender a influência do teor de carbonato de cálcio (CaCO_3) tanto em sua resistência cíclica como em seu comportamento dinâmico.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Gerais

Este trabalho é parte de um projeto fomentado entre a Universidade Federal do Ceará e a Petrobras, que visa compreender comportamentos dinâmicos e a suscetibilidade de liquefação de amostras de solos com diferentes teores de carbonato de cálcio (CaCO_3) em sua composição, verificando se a presença do carbonato, em diferentes teores, atribui alterações significativas nos comportamentos gráficos e nos parâmetros dinâmicos do solo.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos dessa pesquisa são os seguintes:

- Caracterizar, tratar e verificar a suscetibilidade à liquefação de areias do litoral cearense com diferentes teores de carbonato de cálcio (CaCO_3) por critério de distribuição granulométrica;
- Analisar a influência do teor de CaCO_3 na resistência cíclica para esses solos arenosos;
- Observar a variação nos comportamentos das amostras selecionadas a partir dos ensaios realizados;
- Verificar preliminarmente a degradação da rigidez do material para as condições de ensaio adotados.

1.3 Estrutura da Dissertação

Este trabalho foi elaborado em capítulos, sendo os quais cada um envolve algum aspecto de relevância do estudo realizado. Para critérios de estruturação, o trabalho é dividido em 5 capítulos.

No capítulo 1, é apresentada introdução acerca do tema a ser abordado neste trabalho, informando conceito inicial de liquefação e breves particularidades desse fenômeno, além de sucinta justificativa da relevância desse estudo e da exposição dos objetivos a serem alcançados nesse estudo.

O segundo capítulo apresenta revisão bibliográfica, visando embasar e orientar acerca do tema de estudo. Nesse capítulo, são informadas conceituações gerais acerca de liquefação, assim como da compreensão dos mecanismos durante o fenômeno, da análise de suscetibilidade, dos ensaios especiais para sua análise, dos parâmetros e interpretação de ensaios.

O capítulo 3 descreve os materiais e métodos adotados no trabalho, apresentando os materiais selecionados, os ensaios realizados, o equipamento utilizado e as informações acerca da campanha de ensaios necessárias para sua reprodução. Na metodologia, são explicados os processos realizados durante a moldagem, saturação, adensamento e ruptura dos ensaios cíclicos, assim como justificativa das escolhas adotadas nesse estudo.

Quanto ao capítulo 4, são informados e avaliados os resultados dos ensaios desenvolvidos, explicando as variações entre os resultados de cada amostra em cada condição ensaiada. No quarto capítulo, são verificadas as influências da diferença de teor carbonático em aspectos de tensão desvio, razão de poropressão, curva tensão-deformação, trajetória de tensões, suscetibilidade à liquefação (ou resistência cíclica) e degradação da rigidez.

Em relação ao capítulo 05, é elaborada uma conclusão mediante checagem dos objetivos desejados e dos resultados alcançados. Por fim, são apresentadas as referências adotadas para este estudo, com posterior apresentação dos possíveis documentos e arquivos anexos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Liquefação

2.1.1 *Conceitos Gerais*

O processo de liquefação de solos pode ser definido como o fenômeno da perda de resistência do solo, ocasionada por acréscimo de poropressão até que haja a anulação das tensões efetivas do solo. Poulos *et al.* (1985) retratam que essa perda ocorre quando o solo está sujeito a carregamentos monotônicos, cíclicos ou dinâmicos, sem que haja alteração de seu volume.

Devido a essa redução da resistência, há também redução de sua rigidez, por consequência. O conceito do termo, em mecânica dos solos, vem da analogia do comportamento de um solo saturado escoar e apresentar resistência ao cisalhamento similar ao de um líquido, que somente é mobilizada caso haja uma velocidade de distorção.

De acordo com Freire Neto (2009), quando ocorre liquefação a massa de solo apresenta um comportamento fluido, desenvolvendo comportamento de escoamento devido à redução gradual da tensão efetiva, esta que garante a resistência e a integridade do maciço, sendo verificada em condições de comportamento não drenado. O mesmo autor explana que desse fato surgiu o nome Ruptura em Fluxo por Liquefação ou *Liquefaction Flow Failure*, por ocorrer deslocamentos rápidos em grande extensão.

No que tange à ocorrência desse fenômeno por aspectos dinâmicos, para que o mesmo possa ocorrer há a necessidade de aplicação de uma carga dinâmica ou transiente. Davies *et al.* (2002) explicitam que os mecanismos entre ambas as formas de ocorrência de liquefação apresentam condições bastante similares.

De toda forma, a anulação das tensões efetivas, por quaisquer meios que possam ocorrer, é capaz de promover acidentes e desastres naturais em escalas catastróficas, sendo bastante oportuno e necessário seu estudo e mitigação para que esse fenômeno não ocorra da forma mais desastrosa possível.

2.1.2 *Histórico*

2.1.2.1 *Rupturas por Liquefação no Mundo*

Em âmbito global, Coelho *et al.* (2020) citam que esse fenômeno foi obtendo maior atenção e sendo objeto de estudos mais frequente após a constatação – apesar de algumas discussões e refutações por pesquisadores diversos – de que a barragem de Fort Peck (EUA) se rompeu devido ao fenômeno de liquefação estática, em 1938.

Sobre o caso destacado acima, Gilbert (1976) documenta que a barragem foi construída empregando areia de rio e porção fina de solos aluviais em sua fundação. Além disso, ele destaca que Casagrande corroborou com a prerrogativa de ruptura por liquefação desencadeada pelas deformações cisalhantes desenvolvidas no material de fundação. O mesmo autor, em seu trabalho, ressalta que a ruptura observada em Fort Peck foi similar à da Barragem Calaveras, relatado por Hazen (1918), igualmente importante por destacar a importância do tema estudado.

No entanto, alguns dos casos mais antigos registrados são datados entre 1881 e 1946 na província de Zeeland, Holanda. Koppejan *et al.* (1948) explicitam que neste período de tempo ocorreram cerca de 229 deslizamentos por fluxo, os quais foram inicialmente vistos em regiões costeiras e posteriormente progredindo para o interior da província, ocasionando grandes problemas para os engenheiros holandeses, tornando-se isso o maior sinal de alerta para a promoção dos avanços da mecânica dos solos na Holanda. Ademais, é curioso destacar que o trabalho de Koppejan *et al.* (1948) citam uma ocorrência de deslizamento desencadeada por vibrações de trens em 1918, o que mostra que essas rupturas não ocorrem apenas em casos de grandes sismos ou terremotos.

Outro acidente que promoveu maior destaque para o problema de liquefação de solos foi o terremoto de Niigata, ocorrido no Japão em 1964. Tal sismo promoveu rupturas em diversos locais, constatadas como ocasionadas devido a liquefação do solo, que promoveram grandes perdas de vidas e financeiras, estas as quais foram verificadas em mais de 1 bilhão de dólares, entre danos em pontes, vias de comunicação (estradas e caminhos de ferro), portos, refinarias de petróleo e em edificações no geral, conforme relatam Abreu (2012) e Jefferies e Been (2016).

Os últimos autores supracitados, em seu livro, elencam diversos outros casos documentados que foram constatadas rupturas por liquefação, como o deslizamento dos resíduos de minas em Aberfan (País de Gales), na ilha artificial de Nerlek (Canadá), na barragem de Lower San Fernando (EUA), entre outros. Desde então, diversas bibliografias buscam documentar e aprofundar os estudos acerca de processos de liquefação constatados. A Tabela 1 apresenta alguns casos estudados.

Tabela 1 – Exemplos de casos na literatura de sismos que promoveram liquefação

Terremoto	Ano	Pesquisas
San Francisco, California	1906	Lawson <i>et al.</i> , (1908) Youd e Hoose (1976)
Bihar – Nepal, India	1934	Geological Survey of India (1939)
El Centro, California	1940	Ross (1968)
San Francisco, California	1957	Ross (1968)
Coatzacoalcos, Mexico	1959	Diaz de Cossio (1960)
Sul do Chile	1960	BSSA (1963)
Alaska	1964	Ross <i>et al.</i> (1969)
Caracas, Venezuela	1967	Cluff <i>et al.</i> (1973)
Borrego Mountain, California	1968	Youd e Castle (1970)
San Fernando, California	1971	Dixon e Burke (1973) Seed <i>et al.</i> (1975)
Haicheng, China	1974	Xie Junfei (1979)
Guatemala	1976	Hoose (1976)
Tangshan, China	1976	Xie Junfei (1979)
San Juan, Argentina	1977	Bruschi (1978)

Fonte: DOBRY *et al.* (1982)

Jefferies e Been (2016) relatam que liquefação se tornou um tema bastante discutido globalmente no âmbito geotécnico, elencando a existência de trabalhos e pesquisas que vão além dos já publicados entre grandes pesquisadores datando entre os anos de 1970 a 2000 – como exemplo os estudos de Castro (1969) e Casagrande (1979), sendo atualmente tema de sessão de conferências geomecânicas, Rankine Lectures e de competições de pesquisa financiados por diversas fundações de pesquisa.

2.1.2.2 Rupturas por Liquefação no Brasil

No Brasil, o tema ainda não é tão discutido, comparado a seu vislumbre internacionalmente, especialmente em âmbito dinâmico, haja vista que o País não sofre de tectonismo além de outros tipos de gatilhos capazes de promover mecanismos de liquefação dinâmica. De fato, os estudos de liquefação no Brasil são mais relacionados à liquefação estática em barragens de rejeito. Contudo, estudos de liquefação cíclica estão sendo desenvolvidos nacionalmente, como o elaborado por Silva (2023), tendo em vista a maior conscientização atualmente da ocorrência de liquefação cíclica.

Em contexto nacional, já foram elencadas diversas rupturas de barragens relacionadas à liquefação por fluxo (estática). Barragens de rejeito como as de Mariana e de Brumadinho são exemplos consolidados de casos reais em território brasileiro, ocorridos respectivamente em 2015 e 2019.

No tocante à barragem Fundão, em Mariana – MG, Morgenstern *et al.* (2016) documentaram que alterações de projeto durante construção e operação – tais como deposição de rejeitos em locais inicialmente não pretendidos, modificação da geometria e danos na barragem original – que comprometeram as condições de saturação do material, acrescidas a abalos sísmicos registrados horas antes do acidente foram alguns dos fatores que desencadearam a ruptura por fluxo na ombreira esquerda.

O prejuízo deste acidente, conforme destaca D’Hyppolito (2023) como o maior desastre ambiental do Brasil, foram: 19 vítimas fatais, mais de 240 hectares de mata atlântica devastada, 3 reservas indígenas atingidas, mais de 50 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração liberados em uma extensão maior que 20 km² e 14 toneladas de peixes mortos, afetando 41 cidades em dois estados brasileiros e danos sociais avaliados em mais de 320 mil pessoas.

Quanto à barragem I na mina Córrego do Feijão, em Brumadinho – MG, Robertson *et al.* (2019) descrevem que a obra rompeu devido à liquefação estática dos rejeitos, sem apresentação de sinais prévios de instabilidade antes do acidente. Os citados autores constataram que a barragem apresentava inadequações de projeto, tais como: talude íngreme a montante, falta de drenagem interna significativa em regiões mais críticas como o pé da barragem, alteamento sobre rejeitos menos resistentes. Além disso, a intensa precipitação regional na época da falha corroborou com o acidente.

Todas essas condições relatadas por Robertson *et al.* (2019) promoveram a ruptura por fluxo, consequente da drástica e espontânea perda de resistência e de deformações lentas e contínuas do rejeito acumulado e das precipitações que colaboraram com o aumento da saturação do material. No tocante às perdas desta catástrofe ambiental, D'Hyppolito (2023) explicita que tal acidente provocou a morte de 266 pessoas, sendo o maior acidente de trabalho registrado no País, promovendo a perda de mais de 133 hectares de mata atlântica e liberando 12 milhões de metros cúbicos de rejeito que percorreu mais de 300 km e afetou 18 municípios.

Atualmente, devido ao histórico de rupturas e casualidades, como as elencadas, e às diretrizes de segurança da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), é proibida a execução de barragens de rejeito alteadas à montante. Essa proibição, implementada conforme a Lei 14.066 de 2020, acarretou numa redução significativa de casos de acidentes envolvendo liquefação em barragens de rejeito, haja vista que toda e qualquer barragem construída dessa forma deveriam ser desativadas até o primeiro semestre 2022. Desde então, tornou-se mais com promover estudos para avaliação de suscetibilidade de liquefação em materiais de rejeitos.

2.1.3 Aspectos Condicionantes para Ocorrência de Liquefação

O fenômeno da liquefação geralmente ocorre em condições bastante específicas, sendo as principais já observadas por diversos estudos. Em suma, os principais aspectos condicionantes e suas condições mais frequentes observadas em solos que se liquefizeram, são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Aspectos condicionantes para ocorrência de liquefação

Aspecto condicionante	Condição mais frequente
Granulometria	Areia fina
Compacidade/Consistência	Estado fofo
Grau de saturação	Solo saturado ($S_r = 100\%$)
Alteração do estado de tensões (Gatilho de liquefação)	Acréscimos de tensões em curtos espaços de tempo
Geração excessiva de poropressão	Acréscimo com anulação da tensão efetiva

Fonte: Elaborada pelo autor

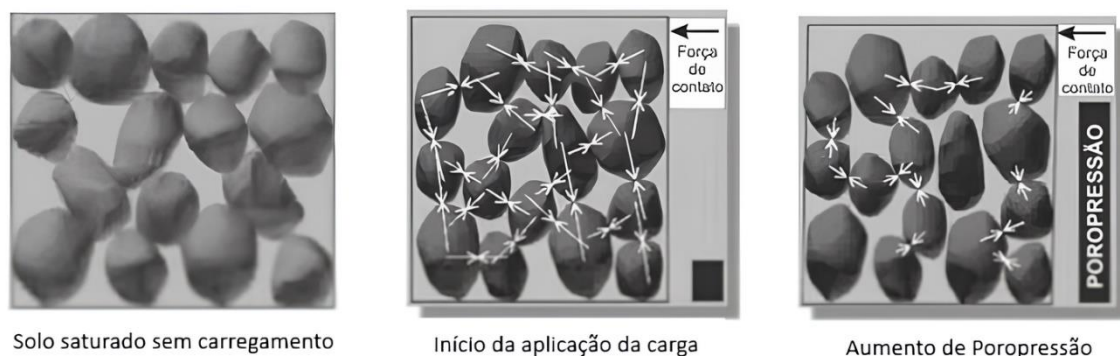
Como adendo, Coelho (2007) busca realçar que hoje também se admite a ocorrência de liquefação em condições drenadas com forte fluxo de água por elevado gradiente.

Poulos *et al.* (1985) relataram que apenas solos contrativos podem perder resistência suficiente para a ocorrência de ruptura por liquefação. Devido a isso, foi condicionado que esse fenômeno de ruptura seria mais aplicado para areias finas ou siltsas. No entanto, cabe ressaltar que apesar de esses serem os principais conceitos, ainda é possível que possa ocorrer, por exemplo, em solos finos ou argilosos, como verificados em trabalhos como os de Gratchev *et al.* (2006) e Boulanger e Idriss (2006), apresentando estudos de análise de suscetibilidade para solos argilosos e siltsos.

Certamente, ao se comparar as condições elencadas, conforme estimado por Terzaghi *et al.* (1996), os solos arenosos não coesivos apresentam alto potencial de liquefação quando sujeitos a condições não drenadas de carregamento e se encontram com alto índice de vazios.

A condição do solo ser arenoso é de que esse tipo de solo é puramente não coesivo, com resistência propriamente por seu mecanismo de atrito. Dessa forma, é garantido que a tensão capaz de garantir a resistência do maciço é unicamente por forças de contato. As forças de contato vão sendo reduzidas, em função da transferência da carga para a fase líquida, conforme a aplicação do carregamento no solo propenso. A Figura 1 ilustra o processo em questão.

Figura 1 – Etapas de geração de poropressão



Fonte: Adaptado de PEREIRA (2005)

Ademais, a granulometria é um fator mandatório para a condição de ocorrência de liquefação, já que muitas propriedades hidráulicas, como a permeabilidade, são bastante

proporcionais a ela. Por esse motivo as areias finas possuem maior potencial de ocorrência, já que apresentam menor permeabilidade e características hidráulicas menos favoráveis para a dissipação da poropressão durante aplicação de uma carga excepcional.

Uma areia em condição fofa apresenta tendências de redução de volume (contração) durante o cisalhamento, sendo mais expressiva conforme maior pressão de confinamento. Em verdade, durante a aplicação do confinamento, as partículas são levemente compactadas, reajustando seus arranjos e reduzindo os vazios outrora preenchidos pela água. Tal variação da densidade ocasiona maior excesso de poropressão, agravando o problema.

O fato de o solo estar em condição saturada garante que todos os vazios sejam preenchidos pela água. Sendo assim, a água está totalmente distribuída conjuntamente com o sólido, tornando possível sua expansão que seja capaz de anular as forças de contato.

Vale lembrar que em um estado não saturado, os vazios de ar atuam como obstáculos para a saída de água, o que impede o total preenchimento e impedindo a separação dos contatos entre as partículas de sólido, assim como o ar atribui uma poropressão negativa (sucção) capaz de atribuir um aumento na sua resistência. Apesar disso, podem ocorrer casos que haja acréscimo de poropressões sem que anulem a tensão efetiva do solo a ponto de promover a ruptura. Inclusive, Casagrande (1979) realça essa questão e ressalta que quando o material é submetido a certas tensões também pode acarretar em liquefação estática em condições não saturadas.

Seed (1987) reforça que o acréscimo de poropressões deve ser avaliado em relação a sua tensão confinante – em uma dita taxa de poropressão – de tal forma que caso este valor não ultrapasse 60%, por mais que o solo esteja completamente saturado, a liquefação não ocorrerá nesse material. Seed (1987) complementa que se o solo não liquefazer devido a altas taxas de poropressão, o solo ou apresenta alta resistência ao cisalhamento ou não desenvolve deformações críticas a ponto de promover a falha.

Portanto, ao reunir as características, é notório que o potencial de liquefação é verificado com maior intensidade em solos arenosos com características de contração durante o processo de ruptura, que não são capazes de permitir a drenagem em condições de aplicação de cargas rápidas.

Contudo, apesar dessa generalização – areia fina, fofa e saturada – que atribui maior potencial à liquefação, vale lembrar que é possível de se verificar a suscetibilidade ao fenômeno em condições diferentes e até mesmo pode-se constatar a ocorrência de liquefação em solos argilosos, assim como também tanto nas condições não saturada e compacta.

2.1.4 Mecanismos de Liquefação

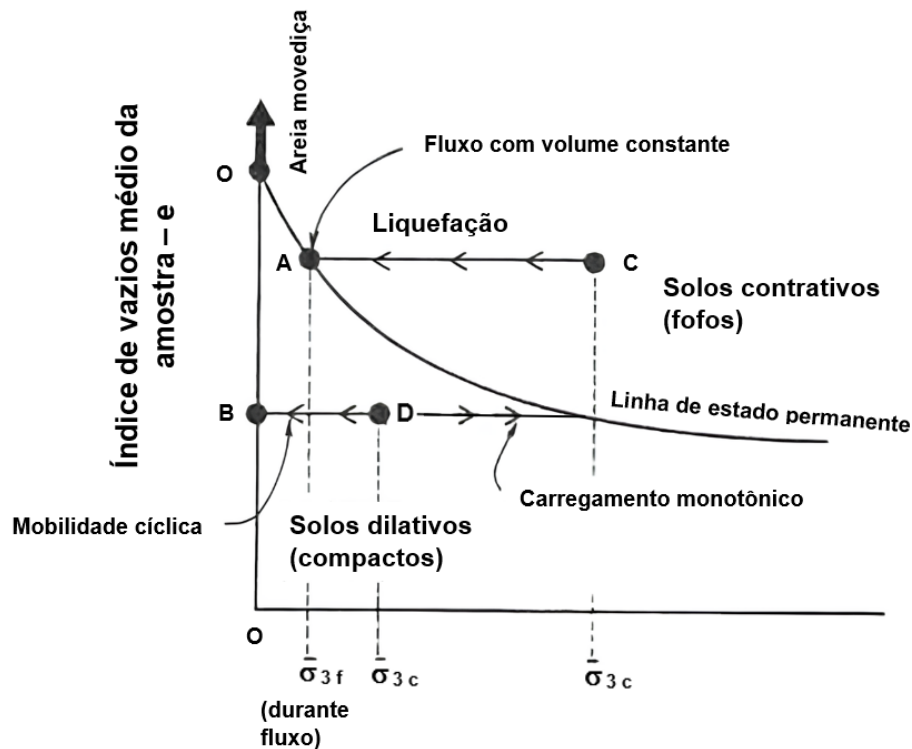
Liquefação pode ocorrer por carregamentos monotônicos, fluxo ascendente e carregamentos cíclicos. Apesar de ocorrer pelo mesmo princípio – sendo este a anulação das tensões efetivas do solo, é bastante comum serem tratados e estudados por metodologias e procedimentos diferentes.

Casagrande (1979) denota que o termo liquefação, até meados de 1966, começou a ser utilizado para explicar a resposta de areias fofas saturadas para deformações provenientes de rupturas por fluxo de material, sendo posteriormente analisado também para um viés de resposta para cargas cíclicas com o desenvolvimento dos ensaios triaxiais cíclicos. Ele também descreve que foi desenvolvido um comitê em 1969 para buscar compreender e distinguir ambos os comportamentos de resistência para liquefação, haja vista certa discrepância em seus fenômenos de ruptura.

Dessa forma, em viés de ruptura por ensaios cíclicos, foram estipulados os conceitos de liquefação tradicional e mobilidade cíclica. No entanto, a confusão acerca dos termos ainda é pertinente devido aos robustos conhecimentos e trabalhos previamente desenvolvidos.

De toda forma, a liquefação até hoje ainda é tratada de acordo com seus mecanismos de ruptura. A seguir, são apresentados conceitos quanto a esses tipos de mecanismos de ruptura por liquefação, por meio da Figura 2 que apresenta graficamente os diferentes tipos de rupturas por liquefação e mobilidade cíclica.

Figura 2 – Diagrama de diferenças conceituais em ensaios não drenados em amostra arenosa saturada



Fonte: Traduzido de CASTRO e POULOS (1977)

Pela figura, a linha de estado permanente determina a condição fofo ou compacta do corpo de prova. Para o caso de amostra em estado fofo, situada no ponto C, durante a aplicação de carregamento em condição não drenada pode se deslocar para a esquerda, mantendo ao atingir o ponto A um comportamento de liquefação por fluxo com volume constante, típico de condição não drenada.

Para o caso de areia compacta, representada pelo ponto D, o carregamento aplicado determina a direção do deslocamento gráfico. Carregamentos monotônicos promovem deslocamento em direção à linha de estado permanente, enquanto que no caso cíclico, devido à produção de excesso de poropressão, o deslocamento tenderá para ponto B que apresenta tensão confinante nula. Kramer (1996) cita que devido a isso, grandes deformações podem ser produzidas e acumuladas, caracterizando a mobilidade cíclica.

2.1.4.1 Liquefação Estática

Liquefação estática é o processo de perda da resistência por uma carga aplicada rapidamente, essa sendo capaz de não promover a dissipação de poropressão, ou até mesmo por um fluxo de água no solo. Robertson (1994) sugere também a utilização do termo liquefação por fluxo, definido pelo mesmo como um fluxo não drenado de solos contrativos saturados, ocorrendo quando a tensão de cisalhamento supera a resistência residual do solo, haja vista que a ruptura ocorre quando a massa de solo apresenta resposta de amolecimento por *strain softening*, que se caracteriza por uma perda de resistência com altas deformações.

Morgenstern *et al.* (2016) elencam os mecanismos mais comuns – com ênfase em barragens de rejeito – para ocorrência da anulação das tensões efetivas de forma estática, sendo elas:

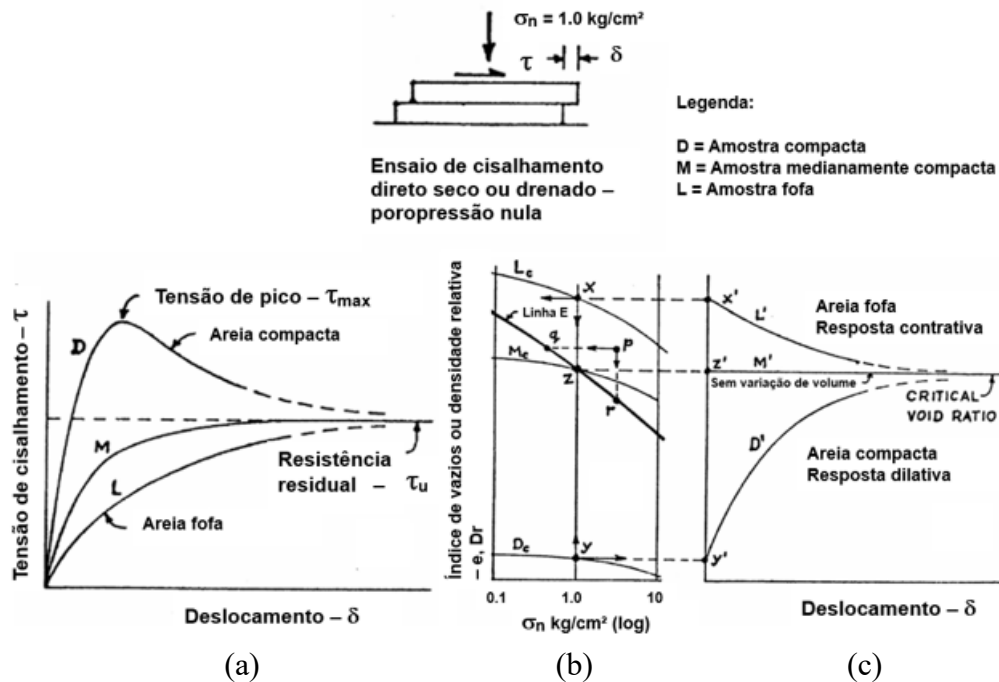
- Acréscimo da poropressão estática;
- Geração de poropressão nas lamas de rejeito;
- Colapso da galeria secundária;
- Colapso da característica da solução;
- Ruptura dos dutos de rejeito.

Pacheco (2018) ressalta que liquefação estática pode ocorrer devido a processos que provoquem mudanças no estado de tensão como galgamento, erosão interna, erosão no pé da barragem, falha no sistema de drenagem e devido ao aumento do nível freático. Além disso, Castro (2008) cita que a mesma pode estar associada a eventos relacionados à carregamentos rápidos, movimentos de massa na área de influência dos depósitos de materiais granulares, excessos de precipitação pluviométrica e explosões para desmonte do minério.

Para melhor conhecimento e garantia de estabilidade em obras de engenharia contra liquefação, Casagrande (1936) desenvolveu o conceito de índice de vazios críticos, o qual descreve a relação de vazios na qual o solo desenvolve grandes deformações sem variação de volume. Casagrande (1936) também verificou que durante cisalhamento, areias fofas contraem e areias compactas dilatam ambas até alcançarem na ruptura o mesmo índice de vazios, que é o índice de vazios crítico. Tal parâmetro permite conferir a suscetibilidade do material à liquefação, tanto em contexto estático como dinâmico. O

assunto é abordado em detalhe em itens posteriores dessa pesquisa. A Figura 3 ilustra o desenvolvimento das verificações de Casagrande (1936), permitindo observar o comportamento de variações do índice de vazios com o decorrer do ensaio de cisalhamento em condição drenada.

Figura 3 – Variação do índice de vazios durante ensaios de cisalhamento direto



Fonte: Adaptado de CASAGRANDE (1979)

A figura mostra a tendência das areias, independente da compactação, de alcançarem um valor estacionário de resistência com o avanço da deformação, em (a), e de deformação contínua sem variação de volume, em (c). Para o caso das areias fofas, a curva é apresentada por L' , apresentando comportamento de resistência sem valor de pico até alcançar resistência residual e com redução do índice de vazio até atingir valor de índice crítico. Acerca da areia compacta, representada pela curva D' , sua resistência alcança valor de pico e reduz ao residual, com aumento de seu índice de vazios até valor crítico. Em (b) observa-se a variação dos vazios e a linha de estado permanente.

Em um contexto hidráulico, no qual a liquefação pode ser realizada por fluxo ascendente de água, há também o parâmetro de gradiente hidráulico crítico para sua avaliação. Pinto (2006) explica que caso o valor de gradiente hidráulico aumente progressivamente, a tensão efetiva também é reduzida até sua anulação. A Equação 1 abaixo permite determinar esse gradiente crítico.

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (\text{Eq.1})$$

Sendo: i_{crit} = Gradiente hidráulico crítico;

γ_{sat} = Peso específico do solo saturado (kN/m³);

γ_w = Peso específico da água (kN/m³).

Tal parâmetro é o que justifica o estado de areia movediça, já que as forças de percolação promovem a anulação das tensões efetivas, ocorrendo quando seu gradiente hidráulico alcança o determinado valor.

2.1.4.2 Liquefação Dinâmica / Cíclica

A liquefação dinâmica ou cíclica é descrito como o processo de perda de resistência do solo proveniente de carregamentos cíclicos ou contínuos, que promovem o acréscimo de poropressões do material de tal forma que em determinado momento o solo apresenta amplitudes de deformações que o fazem ter comportamento de escoamento.

Gens (2019) descreve que a liquefação cíclica não é dependente de amolecimento do material em condição não drenada, mas sim como sendo resultado de excessos acumulados de poropressões durante carregamentos cíclicos.

Seed (1968) cita que uma areia saturada, ao ser submetida a um carregamento cíclico, pode permanecer estável por certo espaço de tempo, subitamente perdendo toda sua resistência quando a poropressão, esta que se eleva progressivamente conforme o avanço do número de ciclos, alcança o valor de tensão confinante, condicionando a liquefação.

Robertson (1994) descreve também este fenômeno como amolecimento cíclico, que podem se dividir em liquefação cíclica e mobilidade cíclica, conforme Casagrande (1979) comentou quanto à sua confusão dos termos. Primeiramente, o amolecimento é definido por Robertson (1994) como o fenômeno capaz de descrever as deformações ocasionadas pelos excessos de poropressões durante um carregamento cíclico.

Quanto aos 2 termos de amolecimento, como Robertson (1994) descreveu, as diferenças entre os termos pode ser conferida abaixo:

1. Liquefação cíclica:

- Requer carregamentos cíclicos não drenados suficientes para promover a anulação das tensões efetivas;
- Requer carregamentos capazes de promover amplitudes de tensões de cisalhamento com possível reversão das tensões cisalhantes ou tensão nula, ou seja, com amplitude de tensões variando entre $(+\tau; -\tau)$ ou $(+\tau; 0)$;
- Em condições de tensão confinante nula, não pode existir tensões de cisalhamento;
- Deformações durante cargas cíclicas em condições de tensões de confinamento nulas podem ser altas, mas se estabilizam após encerramento dos ciclos;
- Pode ocorrer em quase todas as faixas granulométricas arenosas quando número de ciclos são suficientemente altos. Para areias muito compactas, a ocorrência do fenômeno exigem altas cargas e quantidades de ciclos, podendo não ocorrer a anulação das tensões efetivas;
- Argilas podem experimentar liquefação cíclica, mas suas deformações em estado de anulação de tensões efetivas são geralmente pequenas devido às suas forças coesivas, com suas deformações controladas de acordo com efeitos de fluência (*creep*).

2. Mobilidade cíclica:

- Carregamentos cíclicos que não são capazes de promover a anulação das tensões efetivas;
- Requer carregamentos capazes de promover amplitudes de tensões de cisalhamento nas quais a tensão de cisalhamento é sempre maior que zero, não podendo ocorrer a reversão das tensões cisalhantes;
- Deformações durante carregamento cíclico se estabilizam, sem ocorrer ruptura por deformação;
- Podem ocorrer em quaisquer granulometrias arenosas contanto que não seja desenvolvida reversão das tensões cisalhantes. Pode ocorrer também em areias muito compactas com reversão das tensões cisalhantes contanto que não promova a anulação das tensões de confinamento;

- Argilas podem experienciar mobilidade cíclica com deformações controladas de acordo com efeitos de fluência (*creep*).

Em linhas gerais, a mobilidade cíclica não promove a anulação das tensões efetivas enquanto que isso é observado na liquefação cíclica. Ademais, a mobilidade cíclica permite verificar o comportamento do material sem que haja amplitudes de deformações excessivas, em oposição ao segundo termo. Sendo assim, a liquefação cíclica pode ser tratada como um caso extremo de mobilidade cíclica na qual ocorrem anulações das tensões de confinamento e ruptura do material. Kramer (1996) realça que a distinção entre os termos liquefação cíclica e mobilidade cíclica são necessárias, haja vista que os mecanismos apresentam diferenças entre si, principalmente no desenvolvimento das deformações ao longo dos ciclos.

Esta classificação reconhece que os vários mecanismos podem estar envolvidos na ruptura do solo. Ainda assim, preserva o termo liquefação para descrever amplamente a ruptura de solos não coesivos durante os sismos (RAUCH, 1997).

Segundo Castro (2008) liquefação cíclica está relacionada a carregamentos dinâmicos, particularmente eventos sísmicos, sendo esses os gatilhos mais comuns observados em suas ocorrências. Contudo, já foi constatada liquefação por carregamentos além de fontes sísmicas, como por efeitos de vibrações por cravação de estacas ou por desmonte de minérios, por tráfego de veículos e de trens, por exploração geofísica e por explosões. Ademais Gens (2019) também relata que carregamentos de tempestades em estruturas *offshore* também podem ser enquadrados nessa categoria.

Vale lembrar que Koppejan *et al.* (1948) documentaram acidente relacionado à liquefação desencadeada por vibrações provenientes de fluxo de trens em 1918. Em concordância, Yarmohammadi *et al.* (2024) desenvolveram modelagens relatando que seus resultados apontam que as vibrações de trens em movimento podem ocasionar acréscimos e excessos de poropressões em areias saturadas a ponto de reduzir sua resistência e ocasionar deformações plásticas, promovendo liquefação parcial ou totalmente.

2.1.5. Comportamento de Resistência não Drenada

Durante a ocorrência do processo de liquefação, o solo apresenta um caráter de resistência não drenada, tendo em vista que não há dissipação do excesso de poropressão no interior do maciço. Portanto, o solo possui resistência apenas de caráter coesivo, tendo total anulação de sua parcela resistida por atrito entre as partículas sólidas.

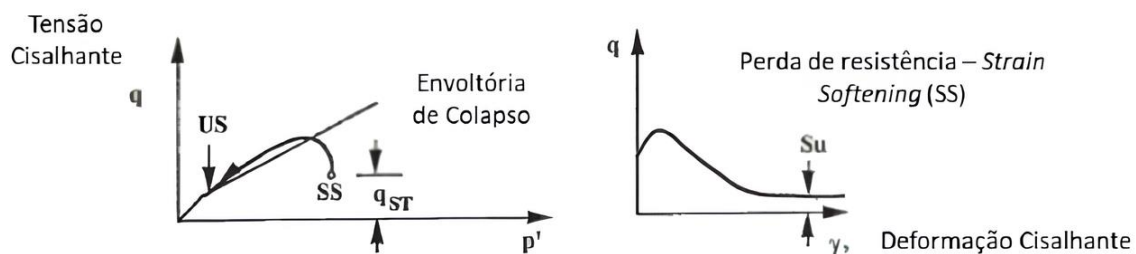
Coelho (2007) expressa que a origem dos efeitos da liquefação é relacionada com o aparecimento rápido de deformações plásticas, devido ao rearranjo dos solos quando sujeitos a tensões normais e cisalhantes.

Em análise de resultados de tensão-deformação, percebe-se um comportamento de *strain softening*, que é a perda de resistência com o aumento das deformações. Em casos de liquefação estática, essa ocorrência é observada devido a deslocamentos rápidos de grande extensão, já que não há como promover a variação da aplicação da carga.

Santos Junior *et al.* (2019) frisam que durante carregamentos não drenados sem variação volumétrica, o solo contrátil tende a gerar poropressão positiva, reduzindo a tensão efetiva e , por consequência, a sua resistência ao cisalhamento. Além de que a liquefação estática acontece em materiais que apresentam perda de resistência com a deformação devido à tendência contrativa do material (com índice de vazios acima da linha de estado crítico).

A Figura 4 apresenta exemplo do comportamento da perda de resistência com aumento das deformações (*strain softening*) em ensaios triaxiais estáticos (monotônicos).

Figura 4 – Comportamento não drenado esquemático de areia fofa em ensaio triaxial



Fonte: Adaptado de SANTOS JUNIOR *et al.* (2019)

A Figura 4 apresenta trajetórias de tensões e variação de tensão desvio de uma areia fofa. A trajetória mostra que houve deslocamento curvo devido ao constante

aumento da poropressão sendo desenvolvido durante o ensaio, fazendo com que a trajetória tangencie a reta representativa da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, comprovando a ruptura. Tal comportamento é característico de ocorrência liquefação, constatado também pela perda de resistência com a deformação por amolecimento (*strain softening*), atribuindo ao solo apenas comportamento de resistência não drenada.

Abreu (2012) ressalta que a liquefação estática é a que provoca maior devastação, já que após sofrer liquefação, o solo não consegue alcançar um novo estado de equilíbrio.

Para evitar o risco de o solo liquefazer, Terzaghi *et al.* (1996) informam que em aterros de areia fina e fofa, deve-se compactá-lo em campo com equipamentos adequados até que o seu índice de vazios fique inferior ao índice crítico. Dessa forma, acréscimos de carga provocarão acréscimos de poropressão negativos (sucção), aumentando a tensão efetiva com ganho de resistência.

Em uma abordagem dinâmica, o solo apresentará comportamento de resistência decrescente conforme haja o acréscimo de poropressões ao decorrer da aplicação das cargas cíclicas. Nesse contexto, o excesso de poropressão tenderá a reduzir as tensões efetivas até sua anulação, desenvolvendo durante o processo amplitudes de deformações características do desencadeamento do processo de liquefação.

Tal excesso de poropressão para ocorrência de ruptura, em ensaios cíclicos, é avaliada por meio de um parâmetro que Idriss e Boulanger (2008) denominam como sendo a razão do excesso de poropressão (r_u) que conduz ao início do processo de liquefação. A Equação 2 descreve essa taxa.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{3c}} \quad (\text{Eq. 2})$$

Sendo: r_u = Razão de poropressão cíclica ou de excesso de poropressão;

Δu = Excesso de poropressão (kPa);

σ'_{3c} = Tensão confinante (kPa).

Idriss e Boulanger (2008) complementam afirmando que em condições de $r_u = 1$ pode ser determinada uma “liquefação inicial”, condição essa podendo também ser traduzida como “razão de excesso de poropressão de 100%”. Contudo, Idriss e Boulanger (2008) descrevem que valores acima de 100% podem ser alcançados em casos que

possam ser produzidos maiores carregamentos gerais em campo, em modelos centrífugos, ou em modelos numéricos. Entretanto, eles ressaltam que, apesar do parâmetro ser expressivo, é mais útil focar diretamente em valores de variações de tensões efetivas do que no excesso de poropressão do sistema.

2.2 Suscetibilidade à Liquefação

Acredita-se que nem todos os solos são suscetíveis à liquefação, haja vista que aspectos condicionantes (citados no tópico 2.1.3) podem propiciar maior facilidade ou dificuldade do acontecimento dessa perda de resistência. Apesar de ser de conhecimento que solos arenosos finos, fofos e saturados são os mais suscetíveis, há diversos estudos que desenvolveram certos critérios para melhor julgamento da possibilidade de ocorrência do fenômeno.

Dessa forma, inicialmente o solo é analisado conforme esses tais critérios para verificação de suscetibilidade à liquefação. Abreu (2012) relata que os critérios de suscetibilidade diferem segundo o tipo de mecanismo de liquefação: estática ou dinâmica.

Muhammad (2012) ressalta que caso uma análise de suscetibilidade à liquefação sugira que o solo seja contrativo ou apresente alguma favorabilidade para a ocorrência do fenômeno, então uma análise posterior de mecanismo de liquefação deve ser feita para determinar quais as condições de carga e frequência, tais como cargas provenientes de terremotos, são suficientes para promover esse processo de ruptura.

2.2.1 Critério Histórico

O critério histórico busca avaliar os casos históricos em regiões nas quais foram constatadas liquefações para se identificar locais próximos ou com condições similares que podem ser suscetíveis a esse fenômeno de ruptura futuramente. Maithili (2017) relata que muitos órgãos governamentais pelo mundo possuem extensos bancos de dados e produziram mapas de áreas sensitivas à liquefação com esses dados.

Idriss e Boulanger (2008) destacam que relatos históricos são umas das melhores evidências diretas que podem fornecer uma melhor ideia de suscetibilidade à liquefação na região próxima aos locais de ruptura. Eles justificam que um solo liquefeito devido a terremotos já foram observados de sofrer novamente o processo durante terremotos subsequentes. Conseqüentemente, qualquer análise de riscos de liquefação em um determinado local pode ser beneficiado com relatos históricos de sismos e rupturas documentados no local, contudo, isso não promove a garantia para locais tão distantes do local documentado.

Abreu (2012) destaca que grande parte dos registros históricos sobre o fenômeno de liquefação provém de investigações de campo após ocorrência de sismos, que mostram que a liquefação é recorrente em locais os quais as condições hidráulicas e geotécnicas se mantém inalteradas após o sismo. Dessa forma, regiões a determinadas distâncias do epicentro sísmico são mais suscetíveis à ocorrência de liquefação.

2.2.2 Critério Geológico

Durante o desenvolvimento dos processos geológicos, é possível que sejam formados depósitos de solos bastante suscetíveis à liquefação devido ao fato de que alguns processos produzem e transportam partículas uniformes e com características favoráveis para formação de solos com baixos valores de densidade relativa. Kramer (1996) aponta que os depósitos fluviais, coluviais e eólicos são suscetíveis de sofrer liquefação por carregamento estático ou cíclico, caso se encontrem em condição saturada.

Ademais, o tempo de formação contribui para essa análise, estima-se que depósitos mais recentes são mais suscetíveis do que depósitos de solos mais antigos. Maithili (2017) ressalta que nestes casos também podem ser inseridos depósitos artificiais formados pela ação humana, tais como aterros (de todos os tipos) e especialmente aqueles depósitos criados em processos de aterramento hidráulico, caso sejam mal executados.

Cavalcanti (2011) complementa exemplificando que solos do período Pleistoceno são menos suscetíveis à liquefação do que solos do período Holoceno. Cavalcanti (2011) também expressa que a posição do nível freático influencia fortemente a ocorrência de liquefação, uma vez que quanto maior a sua profundidade, menor a suscetibilidade do

depósito à liquefação. A ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível freático situa-se a poucos metros abaixo da superfície.

2.2.3 Critério de Distribuição Granulométrica

Certamente, o critério de distribuição granulométrica é um dos critérios mais simples de se analisar a suscetibilidade, classificado também como um dos critérios de composição do material. Terzaghi *et al.* (1996) afirmam em sua publicação que é necessário que o material possua um índice de vazios elevado e uma permeabilidade relativamente baixa, respectivamente para que ocorra um comportamento contrátil no cisalhamento e que não haja drenagem. Ele ainda determina que essas condições são dependentes de diversos fatores, podendo exemplificar:

- Formato dos grãos;
- Índice de vazios;
- Estado de tensões *in situ*;
- Microestrutura do solo;
- Histórico de tensões.

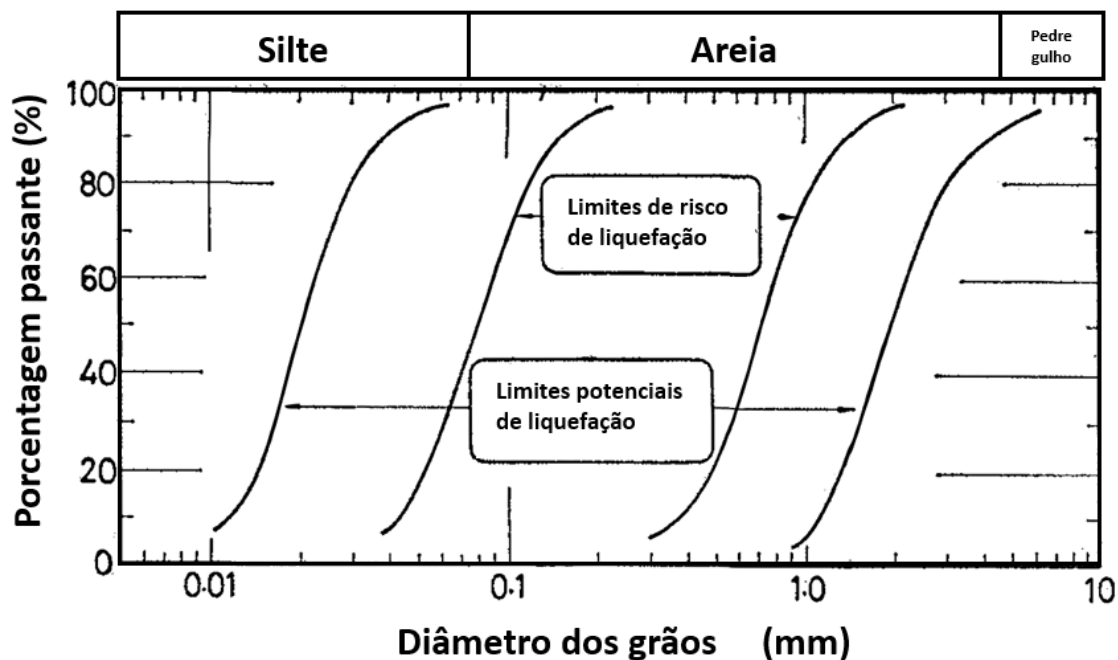
Terzaghi *et al.* (1996) acrescentam que areias finas e não plásticas que apresentam menos de 5% de materiais passantes na peneira nº 200 são os materiais mais suscetíveis à liquefação. Isso ocorre pois são mais facilmente depositados, durante sedimentação, em uma condição fofa e possuem permeabilidade baixas suficientes para não permitirem drenagem durante sismos ou aplicações de cargas. Nos casos com porcentagens maiores que 5%, a liquefação vai depender da plasticidade e da forma das partículas.

Neste âmbito, Tsuchida (1970) foi um dos pioneiros a se estudar a distribuição granulométrica de solos que romperam por conta desse fenômeno da anulação das tensões efetivas, montando um gráfico estimado que permite analisar se há riscos potenciais de liquefação do solo. Para seu estudo, o autor investigou curvas granulométricas de solos que sofreram, ou não, o processo de liquefação devido a sismos ocorridos no Japão.

Ishihara *et al.* (1980) ampliaram esse estudo na intenção de analisar o conceito de distribuição granulométrica desenvolvido por Tsuchida (1970) para um viés de materiais

provenientes de rejeitos. A Figura 5 abaixo mostra as faixas granulométricas com potencial risco de liquefação, de acordo com os estudos de Tsuchida (1970).

Figura 5 – Distribuições granulométricas suscetíveis a liquefação



Fonte: Adaptado de TSUCHIDA (1970)

Observando os gráficos, entende-se que há probabilidades de o efeito ocorrer em solos que não sejam estritamente arenosos. Rafael e Romanel (2014) retratam que por muitos anos acreditou-se que liquefação estava restrita a depósitos de areia, desconsiderando granulometrias mais finas por não serem capazes de gerar poropressões excessivas, e granulometrias maiores por serem muito permeáveis. Os mesmo autores ressaltam o tamanho engano que muitos tinham na época. Inclusive, ao conferir a ênfase nos casos de materiais de rejeitos feitas por Ishihara *et al.* (1980), foi constatado que houve casos de liquefação em siltes não plásticos. Sendo assim, é necessário verificar outras condições e realizar mais estudos além de apenas estimar um potencial de liquefação pela granulometria.

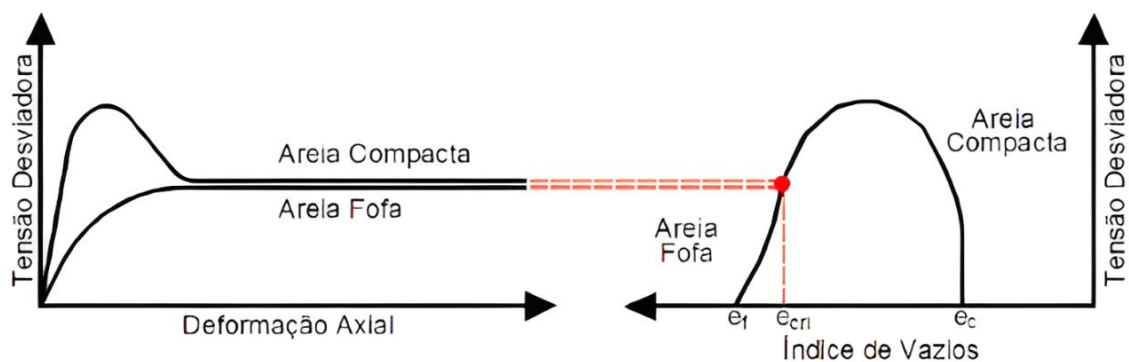
2.2.4 Critério de Estado Crítico

Considerado um critério de estado, nomeado dessa forma por ser desenvolvido de acordo com o estado crítico do solo, expressa na condição do índice de vazios críticos, formulada conforme os estudos de Casagrande (1979).

Casagrande (1979), tomando como base seus estudos anteriores de 1936 em cisalhamento direto e triaxial, também observou realizando ensaios triaxiais em condições de confinamento diferentes, que o índice de vazios críticos apresentou alterações em seu comportamento exclusivamente pela variação das tensões de confinamento.

Vale lembrar que areias fofas apresentam comportamento de contração de volume e aumentando a poropressão, enquanto que areias compactas ocorre o inverso, com aumento de volume e redução da poropressão. A Figura 6 apresenta gráficos típicos de ensaios triaxiais, ilustrando o comportamento tensão-deformação, dando ênfase à fronteira de índice de vazios críticos. Observa-se que, como já constatado por Casagrande (1936), ambas as areias fofa e compacta tendem a um mesmo valor de resistência e de índice de vazios com o avanço do ensaio.

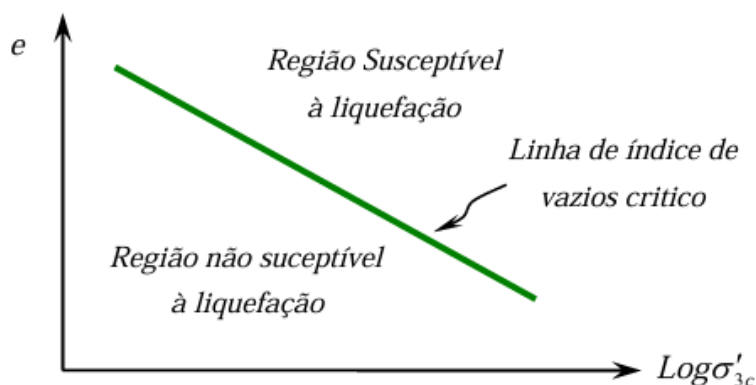
Figura 6 – Comportamento tensão-deformação de areias fofas e areias compactas



Fonte: FREIRE NETO (2009)

Bedin (2010) ressalta que os ensaios de Casagrande (1936) para sua estimativa de índices críticos não possuíam tecnologia suficiente para aferição de poropressão, tendo em vista a indisponibilidade de leitores de poropressão na época. Ainda assim, os estudos permitiram sugerir uma interpretação das fronteiras de suscetibilidade por meio da linha de índice de vazios críticos, delimitando os comportamentos de solos contráteis e dilatantes. Sendo assim, foi desenvolvido um critério de suscetibilidade por meio da comparação do valor em relação ao índice crítico. A Figura 7 determina um gráfico entre índice de vazios e tensões de confinamento para melhor visualização do critério mencionado.

Figura 7 – Gráfico comparativo para suscetibilidade à liquefação



Fonte: BEDIN (2010)

A Figura 7 mostra que solos saturados com índices de vazios maiores que o apresentado na linha crítica serão bastante suscetíveis à ocorrência de liquefação.

Been e Jefferies (1985) desenvolveram um conceito de parâmetro de estado (ψ), que auxilia na avaliação do conceito de suscetibilidade à liquefação. Os autores citam que esse parâmetro é relacionado com o índice de vazios de um determinado maciço de solo e seu índice crítico para uma mesma tensão confinante. A Equação 3 abaixo expressa esse conceito.

$$\Psi = e_0 - e_{ss} \quad (\text{Eq. 3})$$

Sendo: ψ = Parâmetro de estado;

e_0 = Índice de vazios inicial do solo;

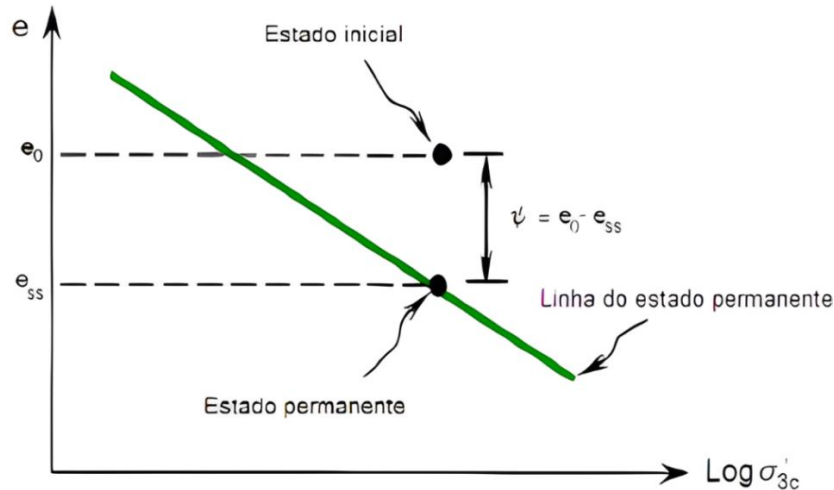
e_{ss} = Índice de vazios críticos do solo.

Cabe salientar que o índice de vazios inicial do solo corresponde ao contexto antes da aplicação da carga e geração de excesso de poropressão, e o crítico se relaciona a linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse.

Fonseca (2013) explica que o comportamento associado com a suscetibilidade à liquefação pode ser analisado à luz da teoria dos estados críticos (TEC), por meio dessa analogia entre o valor inicial e o crítico, providenciando uma explicação simples para os comportamentos padrão, típicos da liquefação estática. Conforme avanço de pesquisas, o parâmetro de estado foi relacionado com o ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância, resultados de ensaios de campo.

Quando o valor de ψ for positivo, o solo apresenta alta suscetibilidade à liquefação, enquanto que para valores negativos o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação. A Figura 8 apresenta esse aspecto em um ponto de vista mais claro.

Figura 8 – Conceito de parâmetro de estado para suscetibilidade à liquefação



Fonte: FREIRE NETO (2009)

Fonseca (2013) afirma ainda que a relação precisa entre o parâmetro de estado (ψ) à suscetibilidade de liquefação é ainda insuficientemente compreendida. Contudo, é perceptível que esse parâmetro possui total correlação com a compressibilidade do solo, que segundo o autor, é um fator determinante para ocorrer a instabilidade, embora ainda insuficientemente incompreendido.

2.3 Ensaios Especiais para Análise de Liquefação

2.3.1 Ensaio Triaxial Estático

Esse ensaio consiste na aplicação de uma carga axial em um corpo de prova devidamente saturado e adensado, estando confinado em uma câmara pressurizada com água, a fim de simular as devidas condições de campo. A pressão hidrostática permite garantir a condição de aplicação de tensões iguais em torno dos 3 eixos principais (aferindo-lhe o nome triaxial).

Normalmente, esse ensaio pode ser realizado por 3 métodos, variando entre si de acordo com suas etapas de adensamento e cisalhamento, com moldagem e saturação semelhantes, sendo esses: CD, CU e UU. Cada método de ensaio é regulamentado

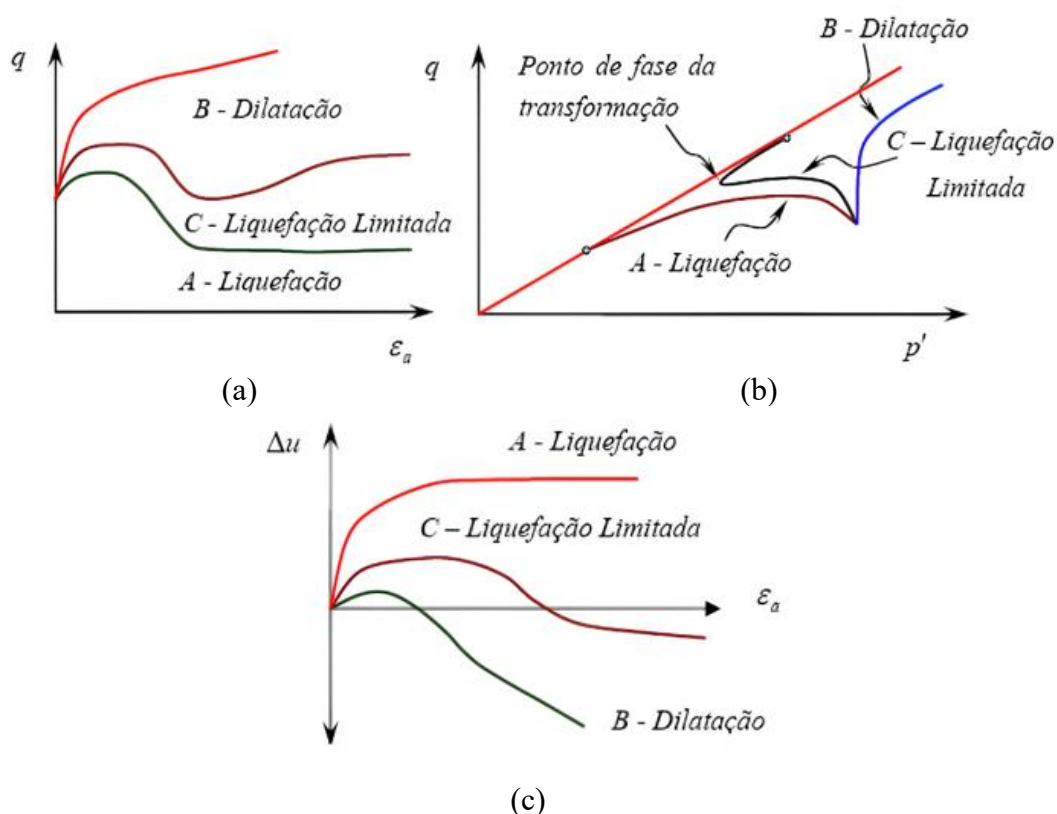
segundo as normas americanas ASTM D7181, ASTM D4767 e ASTM D2850, respectivamente.

Os ensaios realizados para obtenção de parâmetros não drenados, para viés de estudo de liquefação, são geralmente obtidos pelos ensaios não adensados e não drenado (UU), podendo também serem obtidos em ensaios adensados e não drenados (CU). De fato, a exigência é que não haja drenagem durante a fase de cisalhamento.

Para uma análise UU, os resultados apresentarão uma envoltória com ângulo de atrito nulo, sendo conseqüentemente uma reta horizontalizada. Portanto, independente da tensão confinante, o resultado sempre será constante e apresentará resistência puramente coesiva, representada pela coesão não drenada (S_u). No outro lado, a análise dos ensaios CU conseguem determinar a resistência não drenada variando conforme a profundidade.

O resultado da liquefação é facilmente observado nos gráficos de trajetória de tensões, assim como de variação de poropressão e de tensão deformação. A Figura 9 mostra exemplos de resultados característicos com ocorrência ou não do fenômeno.

Figura 9 – Gráficos ilustrativos de (a) tensão-deformação, (b) trajetória de tensões e (c) variação de volume em ensaios triaxiais desenvolvidos por Castro (1969)



Fonte: Adaptado de CASTRO (1969 apud BEDIN, 2010)

A Figura 9 apresenta os resultados de Castro (1969), que conduziu ensaios estáticos e identificou três comportamentos distintos para as curvas de tensão–deformação, trajetórias de tensões e evolução da poropressão em função da deformação, correspondendo A para amostra fofa, B para amostra compactada e C para amostra com compacidade intermediária.

Castro (1969) verificou que a amostra fofa desenvolveu resistência não drenada residual, com trajetória de tensões curvilínea convergindo para a origem e elevada geração de poropressão, indicando nitidamente a ocorrência de liquefação. Para o solo compactado, observou-se comportamento dilatante, sem indicação de liquefação. Já para a amostra de compacidade intermediária, constatou-se uma forma de liquefação limitada (ou mobilidade cíclica), manifestada por amolecimento parcial seguido de recuperação de resistência, após o início de comportamento dilatante no trecho correspondente à fase de transformação.

2.3.2 *Ensaio Triaxial Cíclico (CTX)*

Esse ensaio consiste na aplicação de uma carga cíclica em um corpo de prova devidamente saturado e adensado, similarmente ao seu paralelo estático. No entanto, como uma das principais diferenças, o triaxial cíclico é pressurizado por meio de aplicação de camada de água e de ar, com nível d'água inserido até submersão completa do corpo de prova, garantindo sua condição de estado hidrostático de tensão. Cabe salientar que é o mais aplicado para estudos laboratoriais de análise de liquefação cíclica.

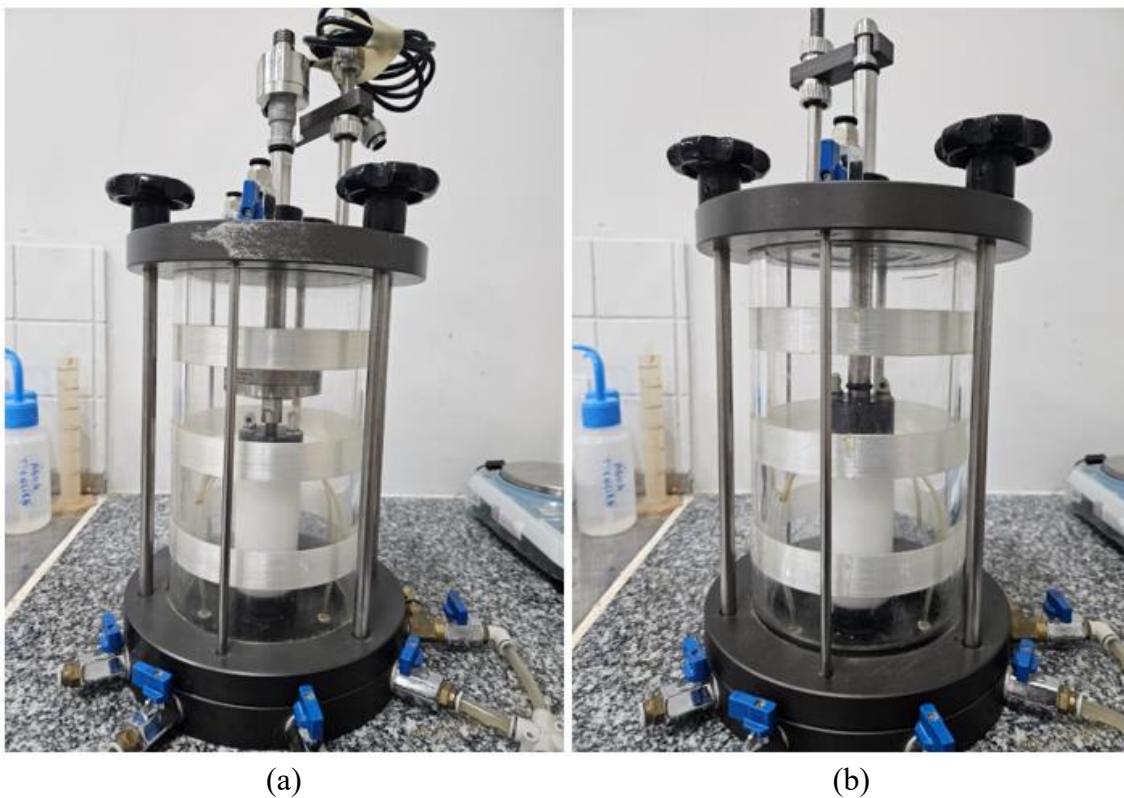
Como apresentado pela norma ASTM D3999 (2012), esse teste laboratorial pode ser realizado por 2 métodos de ensaios diferentes, sendo eles por meio de tensão controlada (carga axial cíclica constante) ou de deformação controlada (deformação axial cíclica constante). Em ambos os casos, o ensaio é realizado de forma não drenada durante sua fase de cisalhamento/ruptura.

Esse ensaio também é realizado para avaliar parâmetros e propriedades de resistência e deformabilidade em um âmbito dinâmico, sob condições de cargas cíclicas. Essas condições podem ser provenientes de fatores naturais ou não, tais como: sismos, ventos, ondas e marés, carga rodoviária ou ferroviária, vibrações de máquinas, etc.

Townsend (1978) sumariza que os fatores que promovem maiores variações nos resultados desses tipos de ensaios são: preparação do corpo de prova, tipo de onda de carregamento, compactidade, pré-carregamento (*prestraining*) e razão de adensamento, portanto também influenciado pelo seu histórico de tensões.

O equipamento triaxial cíclico consiste do mesmo esquemático de um triaxial estático, com câmara e célula de carga apropriadas para o carregamento cíclico, acrescido de um motor ou pistão cíclico e um sistema de aquisição de dados adequado para o processo. Em adição, a câmara triaxial apresenta célula de carga submersível com travamento em rosca, que garante a fixação entre o cabeçote e a célula de carga no corpo de prova. Particularidades podem ser observadas de acordo com fabricantes. Detalhes podem ser conferidos visualizando a Figura 10.

Figura 10 – Diferenças entre (a) câmara triaxial cíclica e (b) câmara triaxial estática



(a)

(b)

Fonte: Elaborada pelo autor

Observando a Figura 10, a câmara cíclica (a) apresenta pistão com célula de carga mais robusta, com pontas rosqueadas em seus extremos, além de cabeamento para leitura dos valores no equipamento, enquanto que a câmara estática (b) apresenta pistão cilíndrico com pontas arredondadas, sem necessidade de cabos tendo em vista que a célula de carga para ensaios estáticos é acoplada no equipamento.

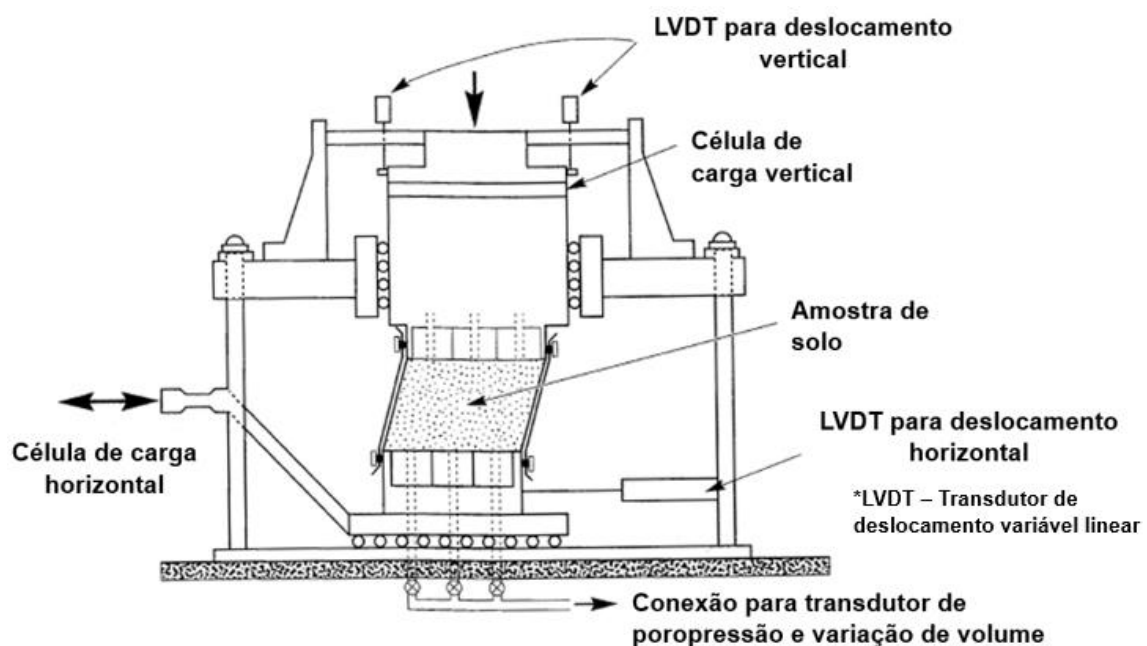
Para obtenção de parâmetros de deformabilidade, a norma americana ASTM D3999 apresenta as metodologias para obtenção de módulo de Young e de amortecimento (*damping*) conforme seu comportamento de histerese. Para o caso de potencial de liquefação, a norma ASTM D5311 visa observar a resistência cíclica por meio de carga constante. Ainda em contexto internacional, também são conhecidas as normas da sociedade geotécnica japonesa JGS 0541-2020 e JGS 0542-2020, igualmente visando obtenção de parâmetros de resistência e deformação além de controle de ensaio assim como as normas americanas.

2.3.3 Ensaio de Cisalhamento Direto Simples Cíclico (CDSS)

Esse ensaio consiste na aplicação de cargas cíclicas horizontais em uma amostra de solo confinada em uma caixa de cisalhamento, após ser devidamente saturada e adensada. O corpo de prova é posteriormente cisalhado com a aplicação de uma tensão cisalhante horizontal cíclica, sendo o mesmo impedido de se deformar lateralmente.

O cisalhamento direto cíclico é comumente aplicado para obtenção de parâmetros cíclicos e análises de liquefação. A Figura 11 esboça um esquema simples do equipamento para realização do cisalhamento direto simples cíclico.

Figura 11 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto simples cíclico



Fonte: Traduzido de KRAMER (1996)

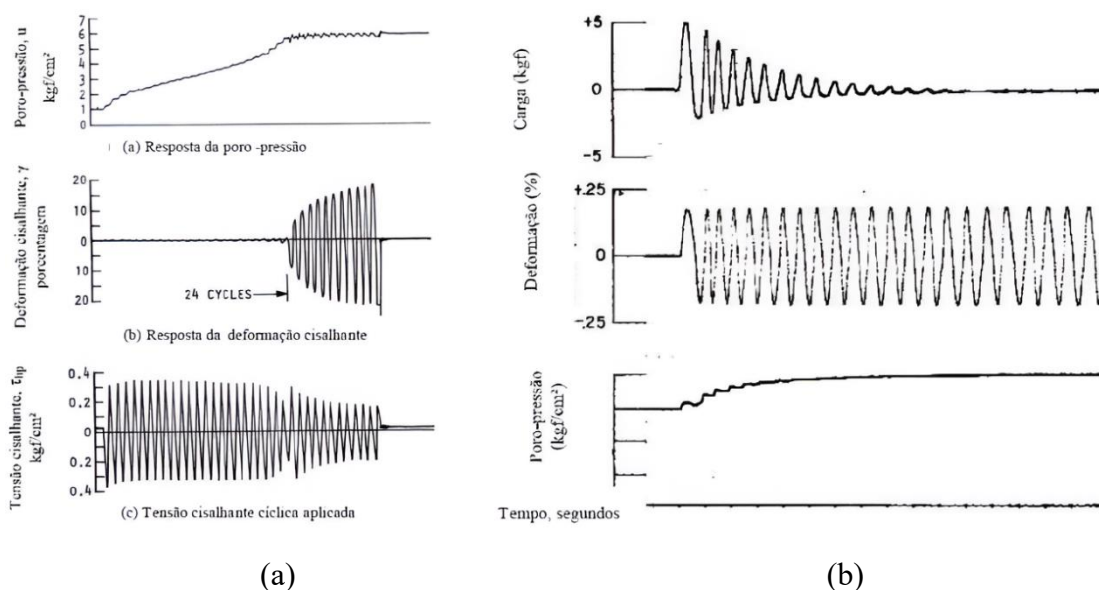
Kramer (1996) relata que o equipamento aplica carga cíclica horizontal pelo topo ou pela base do corpo de prova, com transdutores de poropressão promovendo a leitura pela base do aparato.

Seed e Lee (1966, apud Townsend, 1978) relatam que este ensaio é mais adequado para avaliar a suscetibilidade à liquefação provocada por sismos, haja vista que eles apontaram que as tensões de cisalhamento induzidas nas superfícies de solo horizontais são bem mais representativas neste ensaio do que no triaxial cíclico por exemplo, sendo este último uma reprodução aproximada das condições desse caso exemplificado.

Sá (2016) comenta sobre a evolução que esse ensaio teve com o tempo, citando que o mesmo foi se desenvolvendo a partir do esclarecimento de dois problemas de engenharia: A análise de terremotos, consistindo no comportamento de ruptura de solos arenosos, e o problema de fundações de plataformas de exploração de petróleo no Mar do Norte – na Noruega, devido aos grandes carregamentos gerados pelas ondas.

Regulamentada de acordo com a norma ASTM D8296 (2019), esse ensaio é bastante similar, conceitualmente, aos triaxiais cíclicos, podendo também ser executado por meio de carga controlada ou de deslocamento controlado. A norma também relata que podem ser obtidos resultados de resistência cíclica e parâmetros de deformabilidade cíclica. A Figura 12 mostra resultados ilustrativos do ensaio.

Figura 12 – Resultados de cisalhamento cíclico observados por Seed (1966) em (a) carga controlada e em (b) deformação controlada



Fonte: SEED (1966 apud SA, 2016)

Os resultados apresentam comportamentos gráficos distintos conforme o tipo de condicionamento do ensaio, sendo por controle da carga ou da deformação. Os comportamentos gráficos serão melhor explicados em tópicos posteriores, haja vista sua similaridade ao comportamento gráfico de ensaios triaxiais cíclicos.

2.3.4 Ensaio de Cisalhamento Torcional Cíclico (CTS)

Esse ensaio consiste, como explicam Barros e Hachich (1998), na aplicação de um momento torcional cíclico no topo de um corpo de prova, previamente adensado e confinado em um estado hidrostático de tensão por meio de uma câmara triaxial. O corpo de prova, alguns centímetros mais longo que os padrões de triaxiais, é também submetido a um carregamento axial conjuntamente com a torção durante seu cisalhamento.

Dentre as vantagens do ensaio torcional, Saada e Townsend (1981) declaram que uma das mais óbvias deste tipo de ensaio é que não há variação na seção circular do plano de ruptura durante a execução do ensaio – pelo menos para amplitudes de deformações comumente investigadas, além de que a amostra pode ser cisalhada através de um deslocamento ininterrupto de qualquer magnitude. Bishop *et al.* (1971) destacam que este último ponto o torna muito adequado para determinar a resistência residual das argilas.

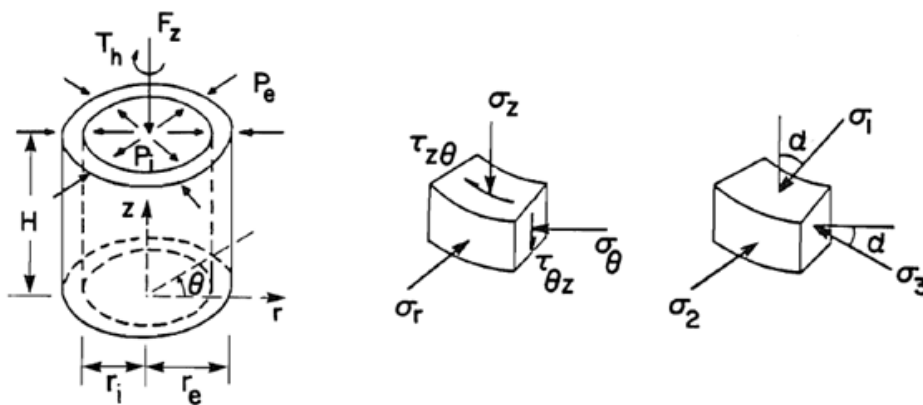
Esse ensaio pode ser realizado com diversos tipos de aparatos, comumente desenvolvido em amostras cilíndricas sólidas ou ocas, em formas anelares. Sendo assim, as amostras podem desenvolver superfícies de rupturas circulares, cilíndricas ou anelares. Bishop *et al.* (1971) elencam historicamente diversos tipos de aparatos de cisalhamento torcional desenvolvidos durante estudos de outros pesquisadores, destacando que o precursor dos aparatos é o modelo de cilindro oco desenvolvido por Casagrande. Este modelo de ensaio torcional é um dos mais aplicados atualmente em pesquisas geotécnicas, sendo também conhecido como *Hollow Cylinder Torsional* (HCT).

Vaid *et al.* (1990) comentam que esse ensaio permite a rotação das tensões principais. Eles acrescentam que o equipamento é o único capaz de impor trajetórias de tensões generalizadas em amostras de solo, haja vista que o HCT permite aplicar ao solo tensões principais controladas independentemente das tensões principais atuando

lateralmente (σ_2 e σ_3), rotacionando a tensão principal vertical (σ_1) de acordo com a direção de deposição vertical.

Sayao (1989) complementa que é possível controlar adequadamente as tensões normais, tensão cisalhante, magnitude da tensão principal intermediária e rotação das direções da tensão principal (em um plano). O mesmo comenta que esse controle permite compreender o efeito de cada parâmetro de resistência no comportamento cisalhante do solo. Isso permite verificar diversas trajetórias de tensões desejadas, assim como avaliar o efeito da rotação das tensões principais no plano horizontal. A Figura 13 apresenta as condições de aplicação de cargas e tensões no ensaio HCT.

Figura 13 – Condições de cargas e tensões em amostras durante ensaio HCT



Fonte: VAID *et al.* (1990)

Kiyota *et al.* (2008) argumentam que ensaios torcionais em cilindros ocos (HCT) são capazes de atingir níveis bastante elevados de deformação, em contraste ao limite comumente aplicado de 20% em ensaios triaxiais, devido à facilidade de se aplicar deslocamento torcional pelo *top cap* do corpo de prova. Como exemplo, Yasuda *et al.* (1995) desenvolveram ensaios que promoveram níveis de deformações em torno de 50%.

Quanto à normas, algumas são aplicadas de acordo com o tipo de equipamento que se utiliza. Por exemplo, no contexto de ensaios torcionais em anéis, existem as normas americanas ASTM D6467 e ASTM D7608. No contexto de ensaio em cilindro oco, há a norma japonesa JGS 0543-2020. Em todas elas, sua normativa é desenvolvida para determinar propriedades de deformação do solo e resistência drenada. Contudo, há pesquisadores que realizam esse teste laboratorial também para aferir o comportamento de liquefação, como os desenvolvidos por Ishihara e Li (1972), Ishihara e Yasuda (1975) e Sivathayalan *et al.* (2011).

2.3.5 *Ensaio de Coluna Ressonante (RCT)*

Esse ensaio consiste na preparação de um corpo de prova cilíndrico aplicado em uma câmara triaxial, sendo esse submetido a uma vibração torcional após ser submetido a um estado de tensões de interesse. Em teoria, a premissa do ensaio é promover variações de frequências de tal modo que seja capaz de compreender e obter a frequência de ressonância do conjunto corpo de prova e equipamento, sendo posteriormente calculados módulos de cisalhamento e de amortecimento (*damping*).

Barros e Hachich (1998) declaram que o ensaio de coluna ressonante é o ensaio de laboratório mais amplamente utilizado para a avaliação dos parâmetros dinâmicos dos solos para baixas e moderadas amplitudes de deformação. Eles complementam que suas primeiras aplicações foram desenvolvidas no Japão e posteriormente sendo desenvolvido nos EUA por volta de 1960, enquanto que num contexto nacional só foram devidamente realizados 20 anos depois, a partir de 1980.

Shinde e Kumar (2022) destacam que esse ensaio ressonante permite verificar comportamentos dinâmicos de amostras de solo em níveis de deformações que podem variar entre 0,0001% a 0,1%, com frequência de operação entre 10 Hz e 200 Hz, valores bem maiores quando comparados aos de outros tipos de ensaios cíclicos.

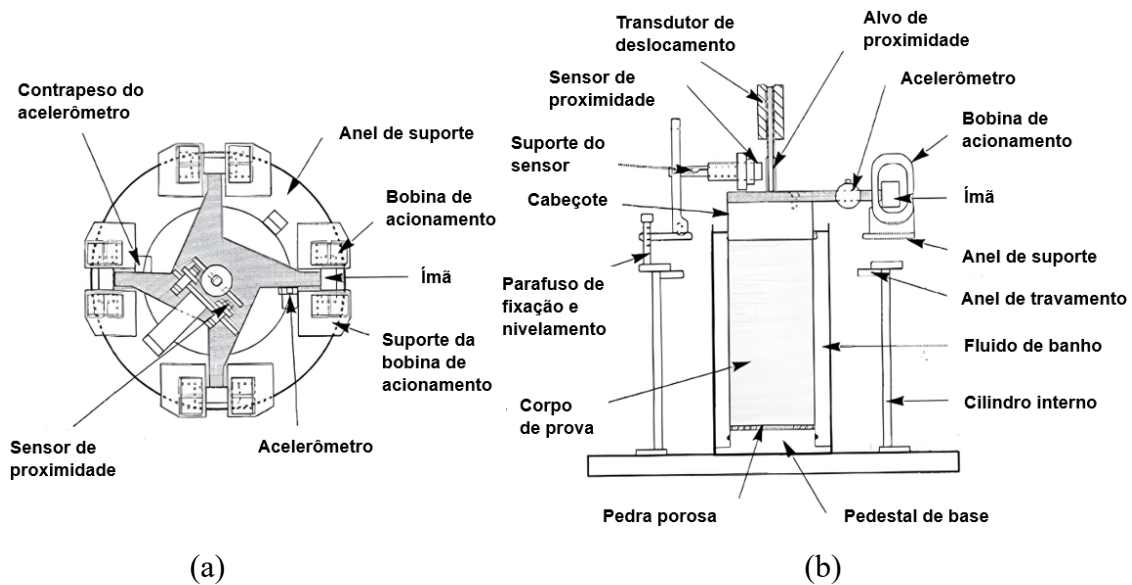
Esses limites maiores de frequência e deformação permitem uma complementação entre os diversos ensaios cíclicos, sendo cada qual mais adequado para algum tipo específico de estudo e comportamento, podendo serem complementados para compreensão completa do comportamento dinâmico do solo, tendo em vista – por exemplo, que os ensaios triaxiais permitem a obtenção de parâmetros para amplitudes de deformações maiores e que o de coluna ressonante permite investigar o efeito do número de ciclos nos parâmetros dinâmicos, por serem realizados em frequências bem maiores.

O ensaio de coluna ressonante é regulamentado pela ASTM D4015, com normatizações para obtenção de parâmetros dinâmicos e amortecimento. No entanto, autores como Shinde e Kumar (2022) verificaram a aplicação do equipamento para análise de suscetibilidade à liquefação de solos arenosos.

A Figura 14 apresenta um esquema para compreensão do desenvolvimento do ensaio. Kramer (1996) cita que o ensaio é desenvolvido por meio da aplicação de

carregamento mediante sistema de carregamento eletromagnético. O mesmo autor comenta que a frequência de carregamento é inicialmente aplicada em pequeno valor, aumentando conforme o ensaio é realizado, atingindo amplitude de deformação máxima.

Figura 14 – Esquema do aparato para ensaio de coluna ressonante apresentado em (a) vista superior e em (b) vista em perfil



Fonte: Traduzido de KRAMER (1996)

2.3.6 Ensaio de Piezocone (CPT-U)

O ensaio de penetração de piezocone é um ensaio de campo que consiste na cravação de uma ponteira cônica capaz de obter resultados de resistência a penetração de ponta e lateral de um solo, além de ser capaz de aferir poropressão em uma camada de solo. Em oposição ao ensaio de sondagem SPT, o piezocone não permite coletar amostra de solo com o avanço da profundidade.

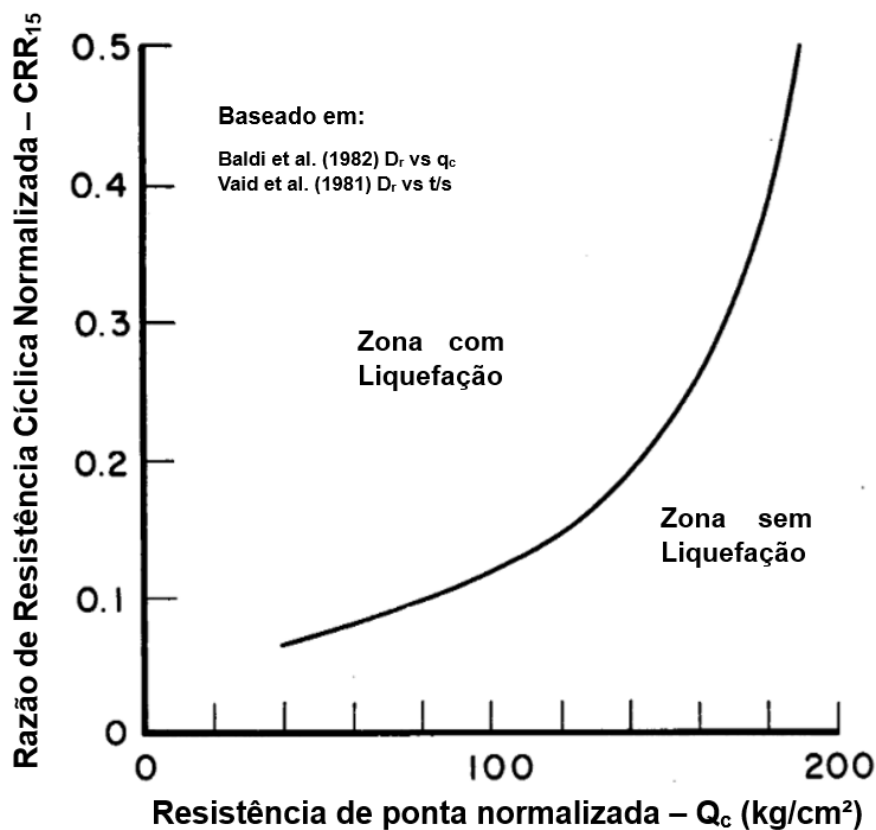
Para um contexto de liquefação, Santos Junior *et al.* (2019) apresentam que é comum em contextos de obras, especialmente em barragens de rejeitos, a adoção de ensaios de campo para avaliar o potencial de liquefação, uma vez que devido eles permitem avaliar as condições *in situ* do material em grandes profundidades. O mesmo autor explicita que a dificuldade da recuperação de amostras indeformadas no local afasta a intenção de promover ensaios laboratoriais para esse fim, no contexto de obra apresentado por ele.

Dentro desse contexto, já é prática bastante difundida na sociedade geotécnica de que esse ensaio é um dos mais representativos no caso de obtenção de parâmetros não drenados para solos não coesivos.

Em estudos de aterros hidráulicos, Pereira (2005) cita que a obtenção de uma densidade relativa (D_R) alta é essencial para a manutenção da estabilidade das estruturas de contenção quanto aos fenômenos da liquefação, para limitar o desenvolvimento de poropressões elevadas induzidas pelo comportamento contrativo dos materiais durante o cisalhamento.

Muitos pesquisadores desenvolveram estudos para elaboração de gráficos e ábacos correlacionando resultados de resistência de ponta com Razões de Resistência Cíclicas (CRR), essa definida como a resistência do material para iniciar o processo de liquefação, para estimativas desse fenômeno. A seguir, é ilustrada uma das metodologias existentes, considerada a pioneira nesse âmbito, sendo esta proposta por Robertson (1982), na qual coletou dados de ensaios e desenvolveu um gráfico correlacionando dados de resistência cíclica e resistência de ponta, sendo observado na Figura 15.

Figura 15 – Gráfico para análise de liquefação segundo resistência de ponta do cone



Fonte: Traduzido de ROBERTSON (1982)

2.4 Parâmetros Dinâmicos em Ensaios Cíclicos

2.4.1 Frequência

A frequência aplicada a um ensaio triaxial delimita a quantidade de ciclos de carregamento e descarregamento em unidade de tempo. A norma ASTM D5311 (2013) cita que o equipamento triaxial deve ser capaz de aplicar uma carga uniforme sinusoidal entre uma faixa de frequência de 0,1 a 2 Hz. No entanto, a mesma norma recomenda a preferência de aplicação de frequência de 1 Hz para os ensaios em triaxiais cíclicos.

Entretanto, diversos estudos já publicados apresentam certas divergências quanto à questão da frequência de carregamento a ser aplicada. Alguns estudos, como em Tatsuoka *et al.* (1986) desenvolvido em parceria com Toki *et al.* (1986), relatam que a frequência a ser aplicada nos ensaios cíclicos – também aplicável para ensaios de cisalhamento simples cíclico ou torcional cíclico, não produz variações excessivamente elevadas entre si.

Dessa forma, Tatsuoka *et al.* (1986) constataram que os efeitos de variação de frequência, em uma faixa entre 0,05 a 1 Hz, não performou diferenças notáveis entre si em relação a resistência cíclica de amostras de areia de Toyoura. Neste contexto, Yoshimi e Oh-oka (1975) executaram ensaios cíclicos, em anel torcional, com frequências entre 1 e 12 Hz, obtendo resultados sem grandes diferenças. Resultados similares foram obtidos por Peacock e Seed (1968) em cisalhamentos simples cíclicos, com frequências entre 0,17 e 4 Hz.

Contudo, estudos como os de Feng e Zhang (2013) e Zhang *et al.* (2015) observaram resultados que contrariam as indicações relatadas nos parágrafos anteriores, constatando aumento significativo da resistência cíclica para maiores frequências. Em contrapartida, pesquisas realizadas, como as de Mulilis *et al.* (1975) e Dash e Sitharam (2016) observaram reduções de resistência com aumento da frequência.

Em síntese, frequências de sismos são geralmente limitadas a algumas faixas de frequência, costumeiramente variando entre 0 a 15 Hz (SILVA, 1988; NONG *et al.*, 2020; ZHU *et al.*, 2024). Há trabalhos na literatura em diversas faixas de frequência. A seguir, é apresentada a Tabela 3 com um resumo dos resultados obtidos por diversos trabalhos realizados a partir da adoção de diferentes frequências.

Tabela 3 – Resumo dos resultados da literatura com diferentes frequências

Estudo (Referência)	Material (Areia)	Teste	σ_{3c}' (kPa)	D_R (%)	Critério de Ruptura	N_{LIQ}	Frequência (Hz)	Efeito Freq.
Yoshimi e Oh-oka (1975)	Bandaijima	CTS	33	37	$r_u = 1$	NA	1 – 12	
Tatsuoka <i>et al.</i> (1983)	Toyoura	CTX	98	50 – 80	$\epsilon_a = 10\% DA$	10	0,05 e 0,5	Nenhum
Polito (1999)	Monterey	CTX	100	74	$r_u = 1$	10 e 15	0,5 e 1	
Peacock e Seed (1968)	Monterey	CDSS	500	50	$r_u = 1$	10	0,17 – 4	
Wong <i>et al.</i> (1975)	Monterey	CTX	100	60	$r_u = 1$	NA	0,067 e 0,33	
Tatsuoka <i>et al.</i> (1986)	Toyoura	CTX	100	50	$\epsilon_a = 10\% DA$	10	0,05 – 1	Mínimo (irrelevante)
Wang e Zhou (2003)	Dongtinghu	CTX	150	58	$\epsilon_a = 10\% DA$	NA	1 e 3 e 5	
Sze (2010)	Toyoura	CTX	100 – 500	10 – 70	$\epsilon_a = 5\% DA$	10	0,01 – 1	
Lee e Fitton (1969)	El Monte	CTX	100	50 e 75	$\epsilon_a = 5, 10, 20\% DA$	30	0,17 – 1	
Guo e He (2009)	NA	CTX	100 – 300	28 e 70	$r_u = 1$	12 e 30	0,05 – 1	
Feng e Zhang (2013)	Fujisan	CTX	100	30	$\epsilon_a = 5\% DA$	20 e 30	0,05 – 2	↑ Resist.
Zhang <i>et al.</i> (2015)	NA	CTX	100 – 300	25	$r_u = 1$	NA	0,5 – 2	↑ Freq.
Zhang <i>et al.</i> (2019)	Wuchuan	CTX	50-150	55	$r_u = 1$	-	1 – 3	
Nong <i>et al.</i> (2020)	Nakdong	CDSS	50 – 200	40 e 80	$\epsilon_a = 7,5\% DA$	-	0,05 – 1	
Mulilis <i>et al.</i> (1975)	Monterey	CTX	100	50	$\epsilon_a = 5\% DA$	10	0,017 – 1	↑ Resist.
Dash e Sitharam (2016)	Ahmadabad	CTX	100	-	$r_u = 1$	-	0,1 – 0,5	↓ Freq.

Fonte: Adaptado de ZHU *et al.* (2024) e NONG *et al.* (2020)

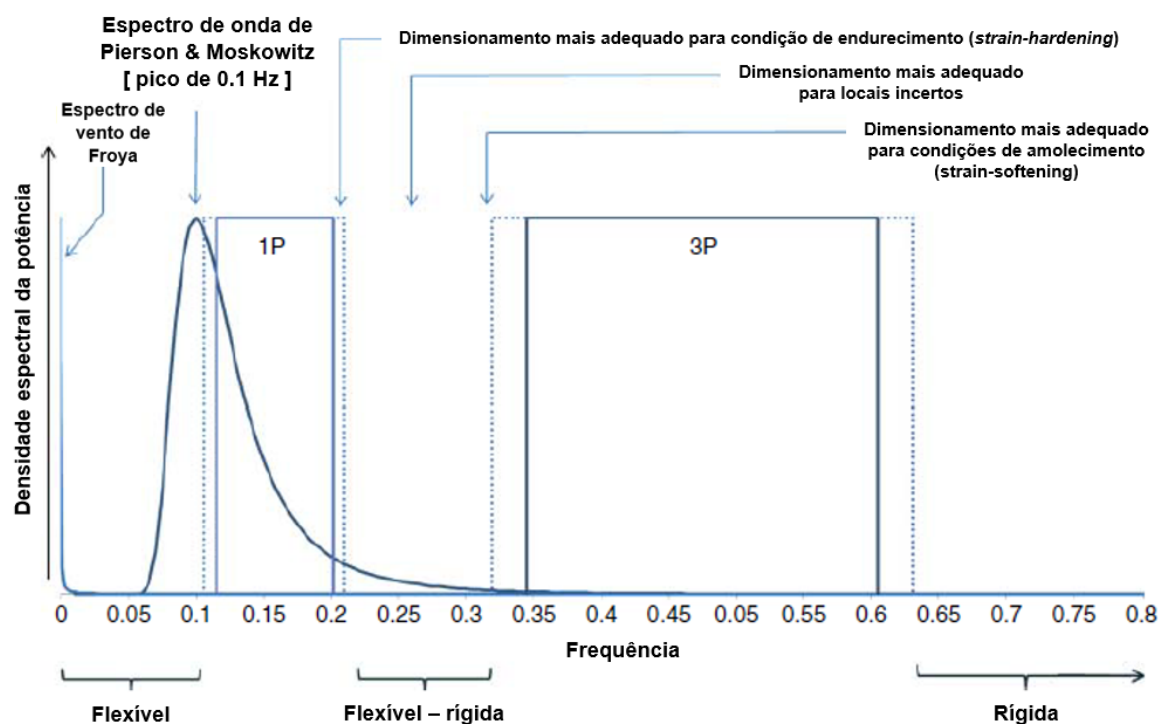
Legenda: σ_{3c}' – Tensão confinante; D_R – Densidade relativa; N_{LIQ} – Número de ciclos para liquefazer; CTS – Torcional cíclico (*Anel torcional); CTX – Triaxial cíclico; CDSS – Cisalhamento direto cíclico; r_u – Razão de excesso de poropressão; ϵ_a – Deformação axial; DA – Dupla amplitude; NA – Não disponível;

De modo geral, para análises de liquefação por aspecto sísmico, valores de pesquisadores e de literatura permitem promover estudos em amplas faixas de frequência. Ainda que Silva (2023) cite que a frequência de 1 Hz como a que melhor simula as condições de campo para solos submetidos a ondas de sismos, é comum encontrar estudos que apresentem frequências variadas. Contudo, para contextos mais específicos e para viés mais práticos, podem ser estudadas frequências em valores bem característicos.

Para sistemas rodoviários e ferroviários, altas frequências são comumente associadas, apesar da baixa possibilidade de ocorrência de liquefação. De acordo com Silva (2017), a excitação ferroviária é muitas vezes considerada pequena em comparação com outros tipos de excitação dinâmica (terremotos, explosões, etc.), com domínio de vibrações no solo e perturbações vibratórias que estão tipicamente entre 0-80 Hz.

Fundações de aerogeradores *offshore* também podem desencadear o processo de liquefação, devido às suas cargas e frequências desenvolvidos pelo sistema composto por: aerogerador, vento e ondas. Bhattacharya (2019) menciona que para aerogeradores *offshore* comumente são usadas intervalos de baixas frequências determinado de acordo com a frequência do rotor e das pás eólicas – em valores próximos de 0,2 a 0,4 Hz – sendo exemplificado na Figura 16.

Figura 16 – Frequências para projetos de fundação em aerogerador *offshore*



Fonte: Traduzido de BHATTACHARYA (2019)

Em contexto de projetos de aerogeradores, é recomendado projetar considerando a fundação um elemento intermediário entre rígido e flexível, tendo frequência atuante entre os valores de acordo com a rotação das hélices do aerogerador, sendo 1P a frequência promovida por uma hélice e a 3P pelas três hélices.

2.4.2 Carregamento

O carregamento a ser aplicado é estimado para ensaios cíclicos com carga controlada, sendo que a determinação do carregamento para ocorrência de liquefação é analisada de acordo com a tensão cíclica desejada para o estudo, assim como pela tensão de confinamento do ensaio. Tais valores de tensões podem ser estimadas de acordo com diferentes metodologias.

Comumente, os estudos envolvendo liquefação cíclica por sismos são desenvolvidos conforme metodologia proposta por Seed e Idriss (1971), que consiste no cálculo da Razão de Tensão Cíclica ou *Cyclic Stress Ratio* (CSR) em campo, sendo essa razão um parâmetro representativo do carregamento imposto por um sismo de acordo com sua aceleração máxima medida na superfície.

Segundo Fonseca (2009), costuma-se usar CSR para avaliar a possibilidade de ocorrência de liquefação e análise da amplitude a ser aplicada na carga cíclica. Nesse contexto, essa razão pode ser estimada com base em informações acerca da ocorrência de um dado sismo e das condições de campo. Para tal, geralmente é realizada a compreensão da razão cíclica com uso de sismógrafos ou banco de dados. A Equação 4 apresenta a metodologia de cálculo desenvolvida por Seed e Idriss (1971).

$$CSR = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d \quad (\text{Eq. 4})$$

Sendo: CSR = Razão de tensão cíclica;

$a_{m\acute{a}x}$ = Aceleração máxima do terreno durante sismo (m/s²);

g = Aceleração da gravidade (m/s²);

σ_{v0} = Tensão total média de confinamento (kPa);

σ'_{v0} = Tensão efetiva média de confinamento (kPa);

r_d = Fator de comportamento do corpo rígido.

Vale mencionar que Seed *et al.* (1975) sugerem que o valor da razão de ação sísmica necessário para produzir liquefação em campo é aproximadamente 90% da necessária em carregamentos cíclicos unidirecionais, como são os carregamentos em ensaios triaxiais. O CSR calculado pela Equação 4 anteriormente apresentada é para âmbito de campo. Para efeitos laboratoriais, o cálculo da razão de tensão cíclica é expresso pela Equação 5, prescrita na norma ASTM D5311 (2013) como sendo a razão entre as tensões atuantes pela carga cíclica e confinante de ensaio.

$$CSR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_{3c}} \quad (\text{Eq. 5})$$

Sendo: CSR_{tx} = Razão de tensão cíclica para ensaio triaxial;

σ_D = Tensão desvio cíclica (kPa);

σ'_{3c} = Tensão confinante de ensaio (kPa).

Silva (2023) cita que a liquefação pode ser provocada variando com o CSR e o número de ciclos, sendo ambos inversamente proporcionais de tal forma que um aumento no CSR irá produzir o colapso do material por liquefação em um menor número de ciclos.

Por fim, para cálculo de carga cíclica a ser aplicada em ensaio triaxial cíclico, basta multiplicar a tensão desvio cíclica (σ_d) – substituída na fórmula conforme Equação 5 – pela área do corpo de prova, de acordo com a Norma ASTM D5311 (2013), de forma que a carga é estimada pela Equação 6.

$$P_C = 2 \cdot \sigma'_{3c} \cdot CSR \cdot A_c \quad (\text{Eq. 6})$$

Sendo: P_C = Carga cíclica a ser aplicada (kN);

σ'_{3c} = Tensão confinante de ensaio (kPa);

CSR = Razão de tensão cíclica;

A_c = Área do corpo de prova após adensamento (m²).

2.4.3 Deformação

A deformação é pré-determinada para que se possa verificar o comportamento do material para pequenas, médias ou grandes deformações cisalhantes. São consideradas pequenas deformações aqueles ensaios que desenvolvem níveis de deformações inferiores a 0,001% sendo comum essa implementação de deformação, por exemplo, para

determinar o módulo de cisalhamento máximo ($G_{\text{máx}}$) do solo, antes que a estrutura do material seja significativamente alterada. Kramer (1996) destaca que este valor de módulo máximo geralmente é adquirido para ensaios com deformações inferiores a 10⁻⁴%.

Luna e Jadi (2000) comentam que em níveis de pequenas deformações, é permitido se aplicar a teoria da elasticidade para associar medidas e resultados com propriedades mecânicas do material, já que a resposta aos ensaios em boa parte será em regime elástico.

São consideradas como médias deformações quando o nível de deformação não ultrapassar 10⁻²%, enquanto que grandes deformações são aquelas que ultrapassam de 0,1% a 5%. Luna e Jadi (2000) citam que em níveis intermediários a aplicação da teoria da elasticidade, a resposta dos ensaios tendem a apresentar caráter não-linear, enquanto que em grandes níveis o comportamento dinâmico do solo irá desenvolver deformações permanentes (plásticas) e eventualmente atingirão condições críticas e instáveis.

Dessa forma, médios a grandes níveis de deformações são relevantes para analisar a degradação da rigidez do solo (redução do módulo de cisalhamento) e o aumento da poropressão durante o carregamento cíclico, sendo – esses níveis, os mais adequados para estudo de liquefação de solos saturados.

Nesse ponto, para análise de resistência à liquefação, há apenas a diretriz de se desenvolver grandes deformações, sendo diversos níveis estudados entre 0,1% a 5%, conforme condições de campo e de pesquisa de cada pesquisador. Como exemplificação, alguns dados de pesquisas e literaturas com informações das deformações adotadas são citados abaixo na Tabela 4.

Tabela 4 – Estudos avaliados de ensaios triaxiais cíclicos em deformação controlada

Pesquisadores	Amplitude de Deformação
Du e Chian (2015)	0,11% a 1,07%
ElGhoraiby <i>et al.</i> (2020)	0,1%, e 0,22%
Vucetic e Dobry (1988)	0,02% a 1,35%
Sitharam <i>et al.</i> (2012)	0,3% a 0,675%
Kazama <i>et al.</i> (2000)	Amplitude incremental de 0,22% a 6%

Fonte: Elaborada pelo autor

2.5 Interpretação de Resultados em Ensaios Triaxiais Cíclicos

2.5.1 Carga Controlada

2.5.1.1 Comportamentos Gráficos

Em ensaios com carga controlada, a tensão aplicada é sempre constante, geralmente aplicada em valores nos quais o solo se comporta inicialmente apenas em regime elástico, não desenvolvendo deformações plásticas naturalmente. Dessa forma, não ocorrem deformações consideráveis até a constatação do início de liquefação, ocorrendo quando a poropressão atingir valor igual ou maior à tensão confinante na amostra. Assim, com o carregamento sendo constante, os gráficos mais importantes obtidos nesse tipo de ensaio são: deformação axial – número de ciclos, poropressão – número de ciclos, tensão – deformação e trajetória de tensões.

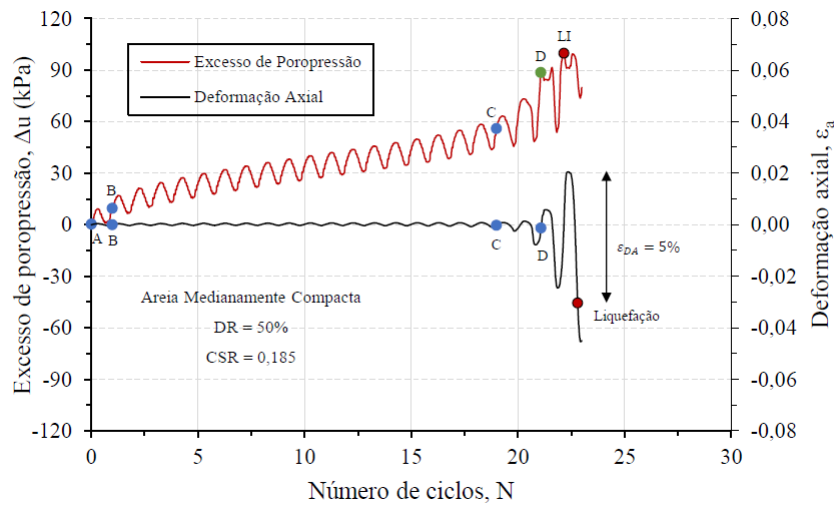
No que se refere à deformação axial, conforme mencionado anteriormente, a carga aplicada é dimensionada de modo a não induzir deformações plásticas, com leituras próximas de zero durante as ciclagens iniciais do ensaio. Entretanto, a partir do início do processo de perda de tensão efetiva, o solo passa a apresentar amplitudes crescentes de deformação, em função do aumento de poropressão e da magnitude da carga aplicada. Segundo Gilbert (1984), a ruptura por liquefação pode ser caracterizada quando a amplitude dupla de deformação ultrapassa 5% em areias.

Com relação à poropressão, essa sofrerá aumento gradativo com o avanço do ensaio, de tal forma que ao se atingir a liquefação, o valor será estabilizado próximo ao valor da tensão confinante, atribuindo (por meio do princípio das tensões efetivas) condição de resistência nula ao solo, com confinante se anulando à poropressão.

Na literatura, é comum a interpretação da falha do solo por meio da razão de poropressão (r_u), consistindo da proporção entre o excesso de poropressão e a tensão confinante, na qual é considerada a ocorrência do fenômeno quando $r_u \geq 1,0$. Diversos autores, como os apresentados na Tabela 3, adotam este critério como ruptura.

A Figura 17 mostra resultados obtidos por Silva (2023), com comportamento de referência da variação de poropressão e de deformação com o tempo, em ensaios em carga controlada.

Figura 17 – Gráficos de poropressão e deformação em ensaios de carga controlada



Fonte: SILVA (2023)

Nos gráficos tensão-deformação, quando o ensaio é conduzido sob baixas razões de tensão cíclica, observa-se inicialmente uma trajetória verticalizada, caracterizada por leituras de carga sem desenvolvimento significativo de deformações. À medida que se aproxima o início do processo de liquefação, ocorre uma tendência de horizontalização, evidenciada pela redução acentuada das leituras de tensão desvio, enquanto os valores de deformação aumentam, apresentando comportamento inversamente proporcional à queda nas leituras de tensão desvio.

Por fim, as trajetórias de tensões são expressas em valores de tensão média efetiva (p') e da metade da tensão desvio (q'), sendo as mesmas expressas pelas Equações 7 e 8:

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u \quad (\text{Eq. 7})$$

$$q' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (\text{Eq. 8})$$

Sendo: p' = Tensão média efetiva (kPa);

q' = Tensão desviadora (kPa);

σ_1 = Tensão principal maior (kPa);

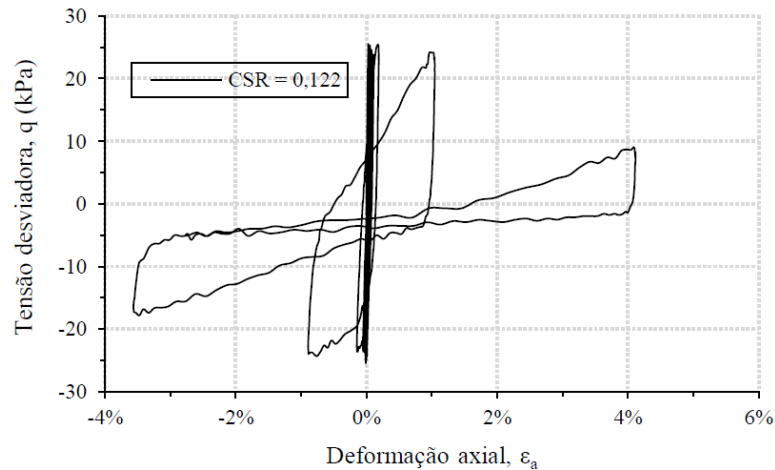
σ_3 = Tensão principal menor (kPa);

u = Poropressão (kPa).

No geral, a trajetória de tensões se inicia em condição geostática ou outra condição inicial imposta, com variação constante dos valores de q' até ocorrer devido afunilamento,

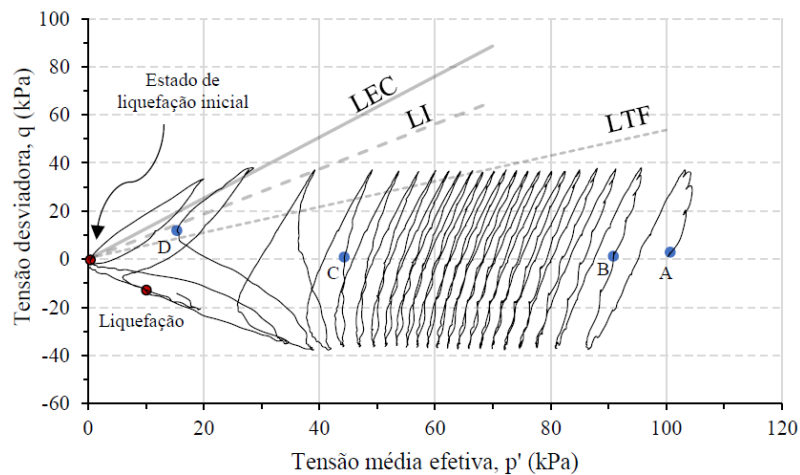
indicado pela linha de estados críticos, enquanto que o valor de p' é constantemente reduzido até a trajetória tender à origem. As Figuras 18 e 19 apresentam gráfico tensão-deformação e trajetória de tensões típicas, respectivamente, encontrada nos ensaios de Silva (2023).

Figura 18 – Gráfico de tensão-deformação em carga controlada



Fonte: SILVA (2023)

Figura 19 – Gráfico de trajetória de tensões em carga controlada



Fonte: SILVA (2023)

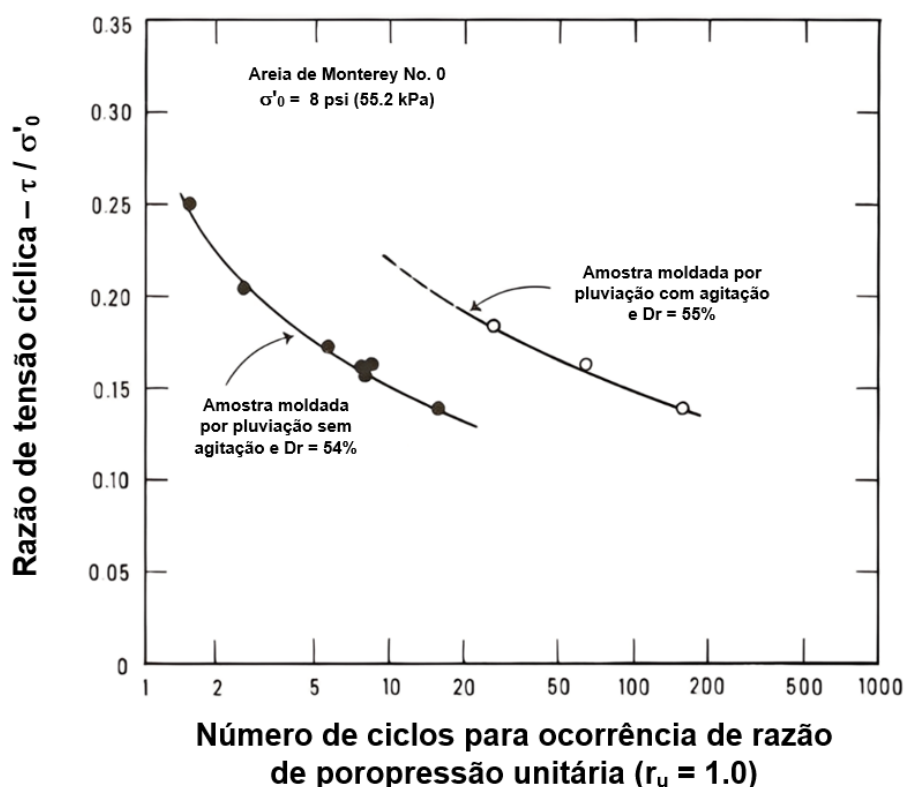
Na Figura 19, observa-se que a trajetória de tensões avança inicialmente tangenciando a Linha de Transformação de Fase (LTF), a qual indica a transição do comportamento contrativo para dilatante. Em seguida, a trajetória alcança a Linha de Instabilidade (LI), que representa a fronteira entre estados estáveis e instáveis em condições de cisalhamento não drenado, marcando o início do processo de liquefação. Por fim, a trajetória converge para a Linha de Estados Críticos (LEC), na qual o solo passa a deformar-se com redução da tensão desvio.

2.5.1.2 Resistência Cíclica e Fator de Segurança contra Liquefação

Para a obtenção da resistência à liquefação, uma campanha de ensaios deve ser executada, nas quais são estimados diferentes carregamentos, determinados de acordo com a metodologia de cálculo de carga pelo CSR definida anteriormente, e realizados em condições similares de tensão confinante, densidade relativa e frequência de ensaio.

Após a realização de ensaios em diferentes carregamentos, é desenvolvida uma curva de resultados de números de ciclos necessários para ocorrência de liquefação para cada condição de carregamento ensaiado, comumente expressa como curva ajustada, ou linha de tendência, dos resultados obtidos. Essa curva é dita como sendo a resistência cíclica para as condições pré-determinadas. A Figura 20 mostra um exemplo de resultado característico de resistência cíclica após ensaios.

Figura 20 – Curva característica de resistência cíclica



Fonte: Traduzido de SEED (1979 apud DOBRY *et al.*, 1982)

A Figura 20 apresenta exemplo de resultados de resistência cíclica – verificados em função da razão de poropressão – em uma mesma amostra arenosa com compacidades similares, embora que moldadas por diferentes métodos. No exemplo citado, verifica-se que o processo de moldagem influencia nos resultados de suscetibilidade à liquefação.

Com sua obtenção, é possível determinar, para faixas e condições de interesses e de projetos, a Razão de Resistência Cíclica, ou *Cyclic Resistance Ratio* (CRR), essa sendo definida como a razão de carga que o solo pode suportar sem que haja liquefação, estimada de acordo com o CSR necessário para provocar ruptura do material por liquefação em um determinado número de ciclos.

O CRR, similarmente ao CSR, pode ser estimado de acordo com o tipo de ensaio cíclico desenvolvido. Os mesmos conceitos desenvolvidos por Seed *et al.* (1975) para compreensão do CSR também são válidos para o CRR, tais como a razão no campo ser 90% do valor necessário para carregamentos cíclicos unidirecionais.

Com os dois parâmetros definidos –o CRR por meio do tratamento dos ensaios cíclicos e o CSR determinado de acordo com a carga cíclica estimada – é possível determinar um fator de segurança da obra contra a ocorrência de liquefação contra terremotos ou demais carregamentos dinâmicos, sendo a relação entre a tensão cisalhante de resistência necessária para promover a liquefação com sua tensão cisalhante desenvolvida pelo carregamento cíclico. A Equação 9 permite compreender o raciocínio.

$$FS_L = \frac{\text{Tensão de resistência à liquefação}}{\text{Tensão induzida pelo carregamento}} = \frac{CRR}{CSR} \quad (\text{Eq. 9})$$

Sendo: FS_L = Fator de segurança contra liquefação;

CRR = Razão de resistência cíclica;

CSR = Razão de carga cíclica.

Logo, estima-se que ocorra liquefação a profundidades nas quais o carregamento (CSR) exceda a resistência (CRR), ou – mantendo o mesmo significado – onde o fator de segurança contra liquefação seja menor do que 1. A norma europeia Eurocode 8 EN 1998-5 (2004) sugere que para sismos as obras apresentem fator de segurança maior que 2.

2.5.2 *Deformação Controlada*

2.5.2.1 *Comportamentos Gráficos*

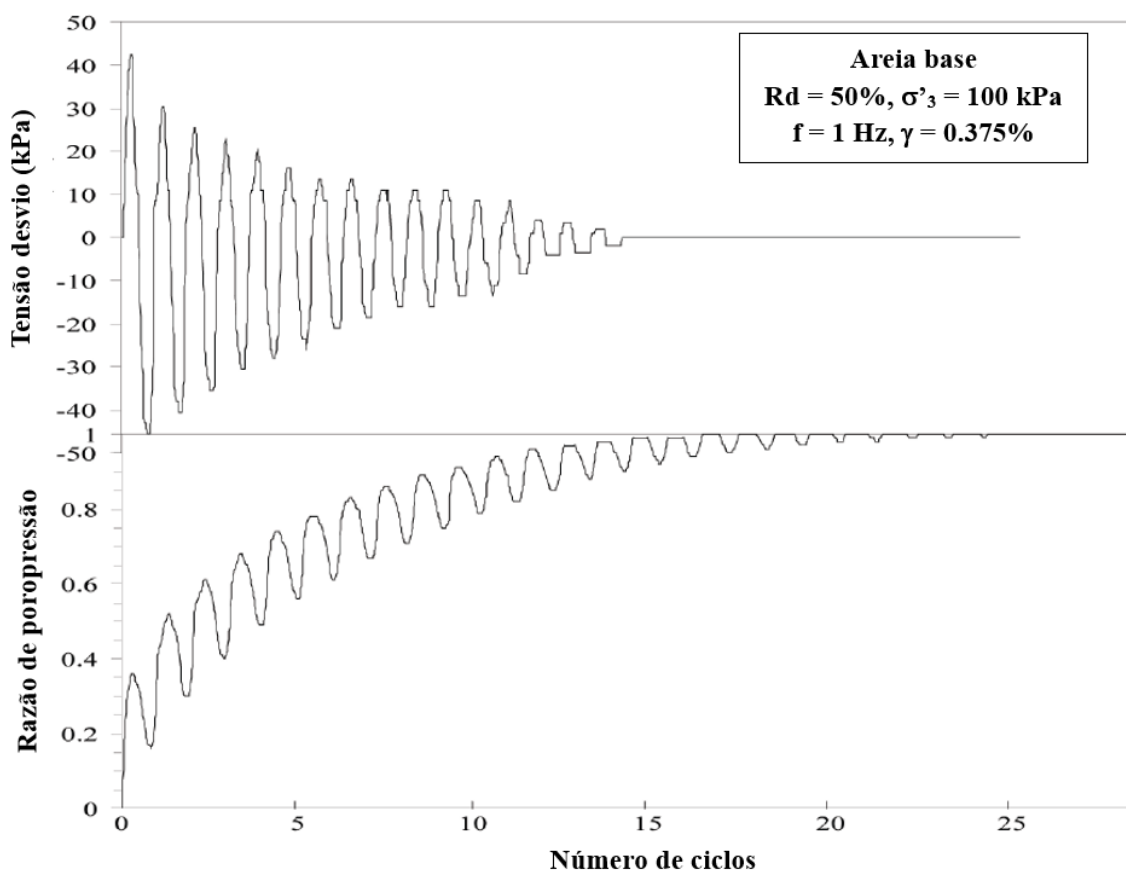
Para os casos de deformação controlada, a deformação axial é sempre constante, determinada também para valores considerados em faixas pequenas a fim de se obter

quantidades de ciclos adequadas para conferir com maior observação o efeito da liquefação inicial. Nessa circunstância de ensaio, a checagem de início de liquefação ainda é similar ao ensaio de carga controlada, por meio da verificação da poropressão. Vale ressaltar que os gráficos também são quase os mesmos, variando, contudo, no de carga axial – número de ciclos, ao invés de deformação com o tempo (ciclos).

Inicialmente, quanto ao comportamento de carga, essa será inicialmente alta, com valor afunilando e decaindo até tender à sua completa anulação. Devido a isso, o fenômeno é facilmente observado, podendo ser estimada sua ruptura, em alguns casos, sem a necessidade de conferência da poropressão. Entretanto, esse ponto não é comum de ser considerado como critério de avaliação de ruptura inicial.

Acerca da poropressão, ocorrerá o mesmo comportamento que o ilustrado no caso de carga controlada, embora que em ensaios de deformação controlada a evolução da pressão neutra é mais acentuada. A Figura 21 ilustra um resultado característico apresentado na pesquisa de Sitharam *et al.* (2012).

Figura 21 – Gráficos de tensão desvio e poropressão em deformação controlada

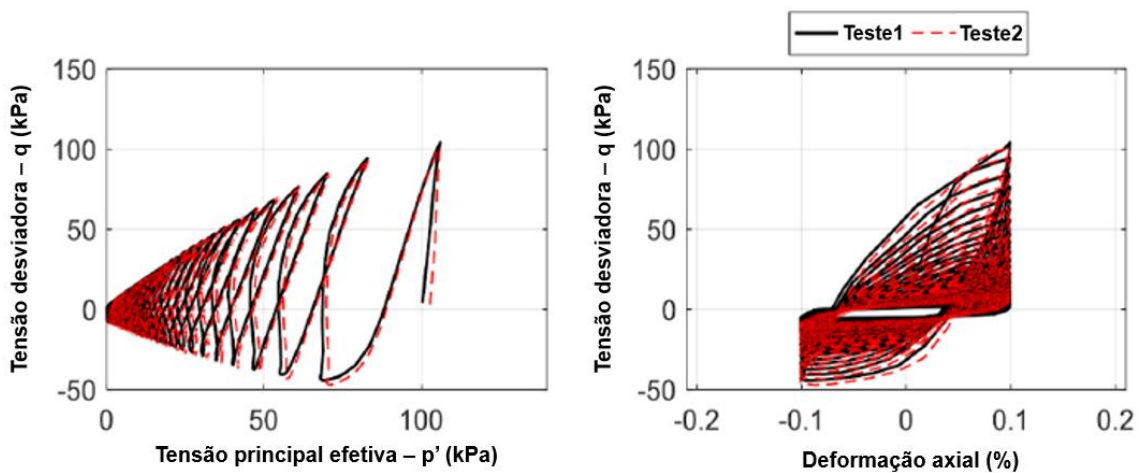


Fonte: Traduzido de SITHARAM *et al.* (2012)

Silver e Seed (1971) desenvolveram ensaios tanto de tensão como de deformação controladas e constataram que os ensaios de deformação controlada causam menor redistribuição da umidade no solo antes que a liquefação inicial ocorra, permitindo obter resultados e previsões mais realistas das poropressões em condições *in situ* quando comparada à carga controlada.

Finalmente, os gráficos de tensão-deformação e de trajetória de tensões apresentam comportamento semelhante ao discutido anteriormente. O gráfico tensão-deformação exibe *loops* de histerese a cada ciclo, os quais tendem à horizontalização com o avanço da ciclagem, refletindo a progressiva perda de rigidez do material. A trajetória de tensões, por sua vez, apresenta tendência de afunilamento, embora apenas tangencie a Linha de Estados Críticos (LEC) ao longo do ensaio – em contraste aos gráficos obtidos em ensaios de carga controlada, nos quais o excesso de carregamento aplicado conduz a trajetória diretamente para a LEC. A Figura 22 mostra exemplos desses gráficos obtidos por ElGhoraiby *et al.* (2020) em amostra arenosa com índice de vazios de 0,576 e amplitude de deformação em 0,1%.

Figura 22 – Gráficos de trajetória e tensão-deformação em deformação controlada



Fonte: Traduzido de ELGHORAIBY *et al.* (2020)

2.5.2.2 Módulos e Parâmetros de Deformabilidade

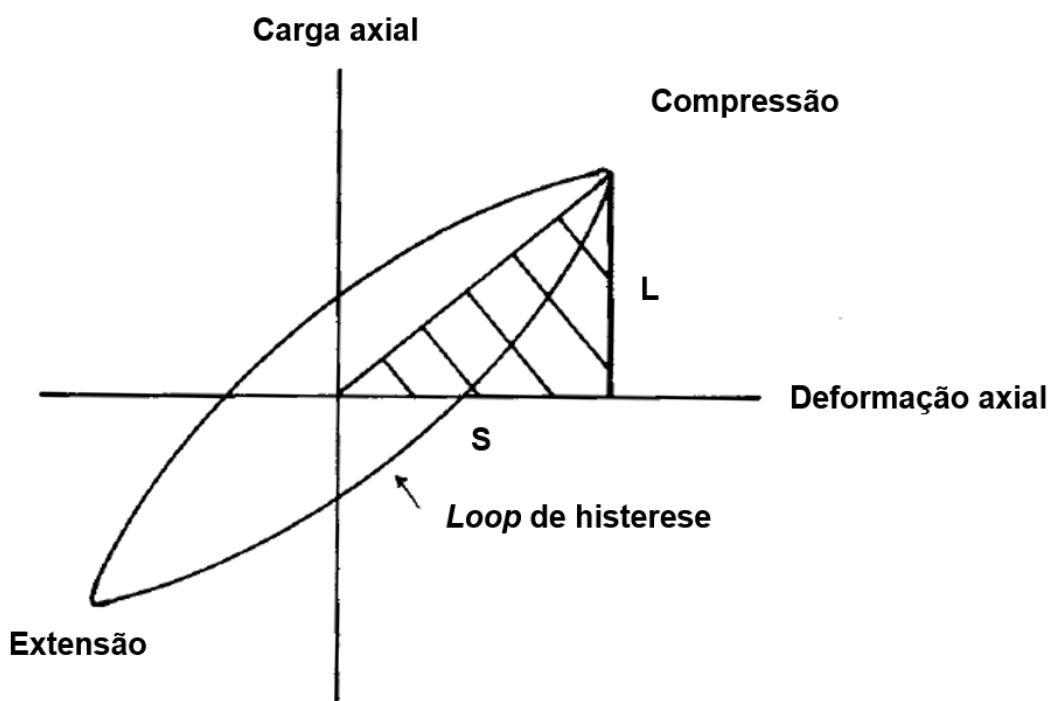
Os ensaios de deformação controlada são geralmente aplicados para obtenção de parâmetros dinâmicos, principalmente o módulo de Young (E) e de amortecimento ou *damping* (D), também conhecidos como módulo de elasticidade longitudinal e razão de amortecimento, respectivamente. Ademais, caso se tenha conhecimento do coeficiente de

Poisson (ν) do solo, também é possível verificar o módulo de elasticidade transversal, ou de cisalhamento (G).

De acordo com o nível de deformação em que a amostra é submetida, pode-se conferir o comportamento dos parâmetros em regime elástico, ou caso sejam deformações em níveis consideráveis de deformação cisalhantes. Luna e Jadi (2000) argumentam que ensaios sísmicos costumam mobilizar níveis de deformações cisalhantes extremamente baixos, menores que 0,001%. A norma americana ASTM D3999 (2012) acrescenta informando que uma amostra de solo tipicamente se comporta como um material elástico exibindo resposta não destrutiva para aplicações de carregamento cíclico abaixo de um nível de deformação cisalhante menor que $10^{-2}\%$.

Para obtenção dos parâmetros de deformabilidade, os ensaios são realizados conforme a norma ASTM D3999, desenvolvendo ensaios cíclicos que não buscam promover a ruptura do material, realizando-se apenas 40 ciclos de carregamento cíclico. A norma supracitada descreve que após cada ciclo deve ser desenvolvida uma curva de histerese, definida como sendo a curva de carga-deformação durante o determinado ciclo. Segundo a norma D3999, são desenvolvidas curvas para os ciclos 1 a 5 e posteriormente para os ciclos 10, 20 e 40. A Figura 23 apresenta curva de histerese característica.

Figura 23 – Curva de histerese característica



Fonte: ASTM D3999 (2012)

A Figura 23 evidencia que, para cada ciclo de carregamento, o controle de deformação imposta gera regiões distintas de compressão e extensão. Os limites dos eixos são definidos pelo nível de deformação controlada e pela tensão desvio necessária para produzir essa deformação. Em regime predominantemente elástico, as curvas de histereses tendem a ser bem definidas e bastante semelhantes entre os ciclo. Nos casos de análise de liquefação, como pode ser verificado na Figura 22, as curvas de histerese passam a apresentar horizontalização, resultado da redução da tensão desvio e da degradação progressiva da rigidez do material.

De acordo com as curvas produzida para os ciclos determinados anteriormente, os módulos de Young e de amortecimento podem ser determinados pelas Equações 10 e 11.

$$D = \frac{A_L}{4 \cdot \pi \cdot A_T} \cdot 100\% \quad (\text{Eq. 10})$$

Sendo: D = Coeficiente de amortecimento ou *damping*;

A_L = Área do *loop* de histerese;

A_T = Área do triângulo hachurado S x L.

$$E = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \cdot \frac{L_S}{A} \quad (\text{Eq. 11})$$

Sendo: E = Módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young (kPa);

L_{DA} = Carga de dupla amplitude (kN);

S_{DA} = Deformação de amplitude dupla (mm);

L_S = Altura do corpo de prova após adensamento (mm);

A = Área de seção transversal do corpo de prova (mm²).

O módulo de deformação cisalhante – também denominado de módulo de elasticidade transversal – é obtido por meio da Equação 12.

$$G = E \cdot \frac{1}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{Eq. 12})$$

Sendo: G = Módulo de elasticidade transversal ou módulo de cisalhamento;

E = Módulo de Young;

ν = Coeficiente de Poisson.

Hardin e Drnevich (1972) resumem que o módulo de cisalhamento (G) decresce com o aumento da amplitude de deformação, com o aumento do grau de saturação e quanto maior for o índice de vazios do material, e aumenta com o aumento da tensão efetiva principal média. Scheffer (2005) comenta que a relação entre módulo de cisalhamento e deformação cisalhante para solos é não linear e inelástica. Por se tratarem de parâmetros correlacionados, conclui-se também que esses comportamentos também são semelhantes para os demais módulos e coeficientes.

Vucetic e Dobry (1991) declaram que a resposta dinâmica do solo é bastante dependente do módulo cisalhante, tanto em seu valor máximo ($G_{\text{máx}}$) como pelo seu valor secante (G), obtido de acordo com cada histerese de ciclagem, sendo o máximo obtido de acordo com a primeira ciclagem – que se compreende ser o ciclo em que não há degradação de rigidez.

Portanto, para conferência da degradação do solo Idriss *et al.* (1978) definem o índice de degradação (δ) como sendo índice capaz de verificar a degradação da rigidez devido ao carregamento cíclico por meio do decréscimo do módulo cisalhante do solo (G). Este índice é determinada pela razão entre o módulo cisalhante obtido no ciclo de interesse pelo módulo do primeiro ciclo (estimado como máximo). A Equação 13 apresenta o dito índice.

$$\delta = \frac{G_N}{G_1} \quad (\text{Eq. 13})$$

Sendo: δ = Índice de degradação;

G_N = Módulo de cisalhamento no ciclo N ;

G_1 = Módulo de cisalhamento no primeiro ciclo.

Logo, quanto mais próximo de 1 o valor do índice de degradação (δ), menor terá sido a degradação do módulo cisalhante cíclico do solo.

2.5.2.3 Suscetibilidade à Liquefação

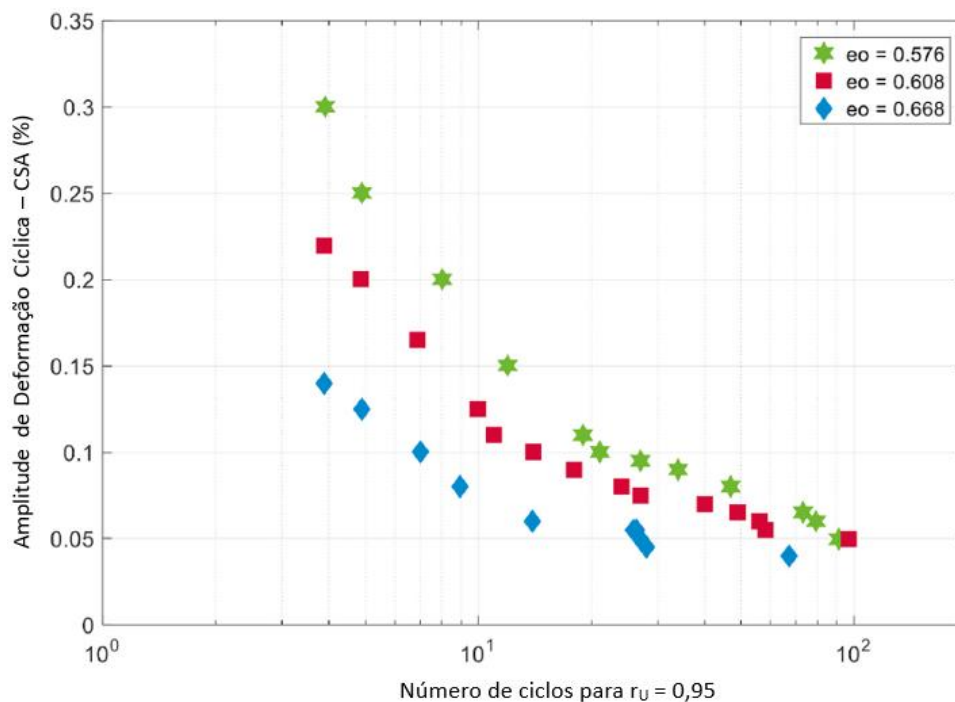
Como adendo, esse ensaio também permite verificar a resistência cíclica do solo, com análise desenvolvida em aspecto similar ao apresentado já exposto para ensaios de carga deformada. Contudo, enquanto os ensaios de carga deformada visam verificar a

suscetibilidade em função da razão de tensão cíclica x números de ciclos, os ensaios de deformação controlada analisam a resistência à liquefação de acordo com as amplitudes de deformação x número de ciclos para a amostra liquefazer.

Diversos trabalhos publicados – como Silver e Park (1976), Sitharam *et al.* (2012), Du e Chian (2015) e ElGhoraiby *et al.* (2020) – buscam compreender esse fenômeno em um ponto de vista de deformação controlada. Como exemplo, Du e Chian (2015) citam que carregamentos sísmicos impostos por terremotos também podem ser caracterizados por ensaios cíclicos de deformação controlada para determinar o potencial de liquefação.

Conforme Du e Chian (2015), A resistência à liquefação, neste caso, é expressa em termos da Amplitude de Deformação Cíclica – *Cyclic Strain Amplitude*, ou CSA – necessária para iniciar a liquefação com um número específico de ciclos. A Figura 24 mostra resultados obtidos por ElGhoraiby *et al.* (2020), expressos em concordância com os aspectos apresentados anteriormente.

Figura 24 – Exemplo de análise de liquefação por deformação controlada



Fonte: ELGHORAIBY *et al.* (2020)

ElGhoraiby *et al.* (2020) determinou suscetibilidade à liquefação de uma mesma amostra com diferentes índices de vazios, constatando também que a densidade relativa apresenta grande influência na resistência à liquefação, de tal forma que amostras mais compactas são mais resistentes ao fenômeno do que amostras fofas.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A presente pesquisa foi desenvolvida com base, em primeiro momento, na seleção e coleta do material, com posterior caracterização e elaboração dos ensaios estipulados para verificação da resistência cíclica, todos devidamente informados neste capítulo. Ademais, também são apresentadas as informações e detalhes de execução necessários para reprodução dos dados.

3.1 Materiais Selecionados

O presente estudo é um produto de um projeto de pesquisa fomentado em parceria com a Petrobras, impactando, portanto, os procedimentos metodológicos para compatibilização dos dados e de resultados gerados de acordo com as demandas da parceria entre a Universidade Federal do Ceará e a empresa pública.

As amostras utilizadas nesta pesquisa foram coletadas em regiões costeiras e na plataforma continental do litoral cearense, sendo coletados materiais em faixa de areia, de preferência em locais que se encontram submersos durante maré alta. Além disso, foi possível ensaiar uma amostra coletada em ambiente marinho. Vale mencionar ainda que, todas as amostras utilizadas na pesquisa apresentam algum teor de carbonato de cálcio, já que é de interesse o estudo de areias carbonáticas presentes no litoral nordestino, que são ocorrências presentes em locais de prováveis futuros parques eólicos *offshore* que serão instalados na região.

Quanto aos motivos da escolha dos locais de coleta, foram observadas as predominâncias solos arenosos carbonáticos nas zonas costeiras do Estado do Ceará. Segundo Maia de Almeida (2021), há a predominância de material arenoso (bioclástico com grânulos) com teores consideráveis de carbonato na região do município de Fortaleza. Além disso, a mesma autora relata a existência de ampla faixa de zona costeira no litoral cearense – entre os municípios de Trairi e Cruz – com presença de solo arenoso carbonático, com teores superiores a 50%.

Para melhor compreensão da classificação das areias carbonáticas, Dias (1996) desenvolveu uma proposta de classificação que relaciona granulometria e teor de carbonato de cálcio (CaCO_3), mostrada na Tabela 5.

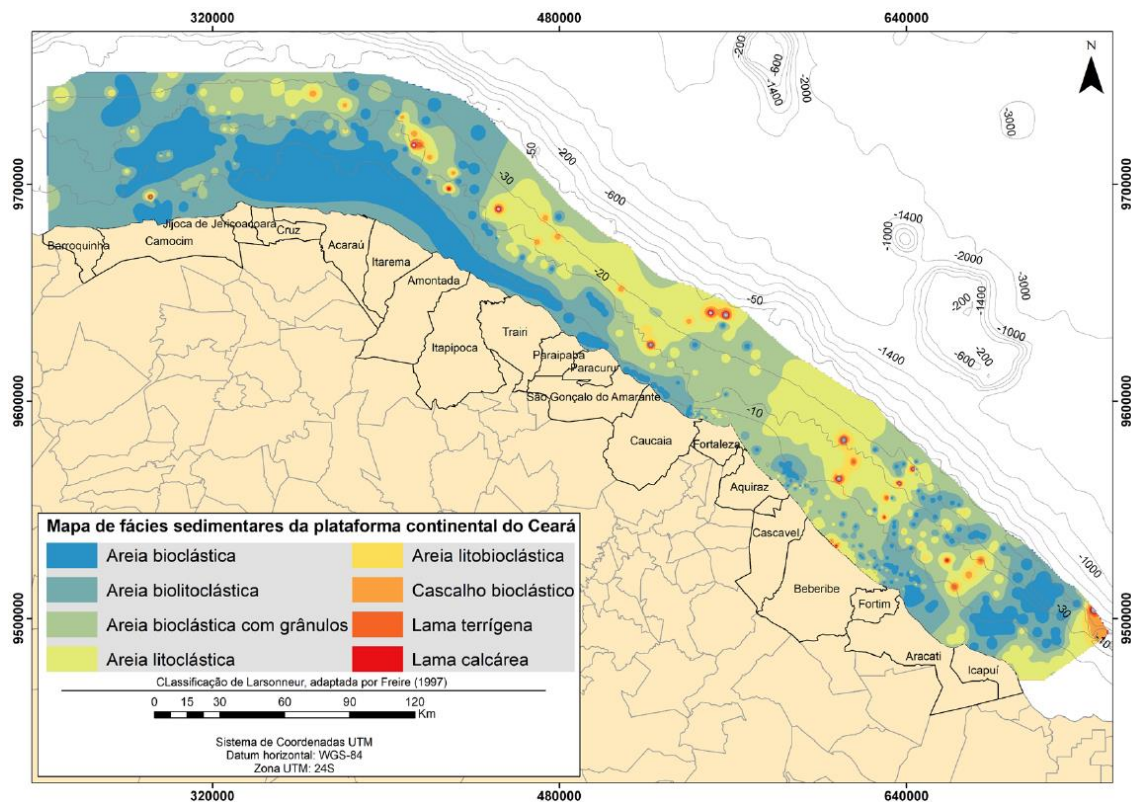
Tabela 5 – Classificação dos sedimentos em função do teor de CaCO_3

Teor de carbonato	Nomenclatura
$\text{CaCO}_3 < 30\%$	Litoclástico
$30\% < \text{CaCO}_3 < 50\%$	Litobioclástico
$50\% < \text{CaCO}_3 < 70\%$	Biolitoclástico
$\text{CaCO}_3 > 70\%$	Bioclástico

Fonte: Adaptado de DIAS (1996)

A seguir, é exposta a Figura 25, que apresenta o mapa faciológico da Plataforma Continental do Ceará, onde se observa a ocorrência de material carbonático ao longo de toda a Plataforma Continental Cearense.

Figura 25 – Mapa faciológico da costa cearense apresentando fácies sedimentares



Fonte: MAIA DE ALMEIDA *et al.* (2021)

Pela figura, verifica-se que ao redor de boa parte da região próxima à faixa de praia é possível coletar amostras com altos teores de CaCO_3 , permitindo encontrar com mais facilidade locais de interesse. Logo, após observado o mapa e a obtenção de informações preliminares, foram coletados e catalogados materiais nas seguintes localidades, conforme mostra a Tabela 6.

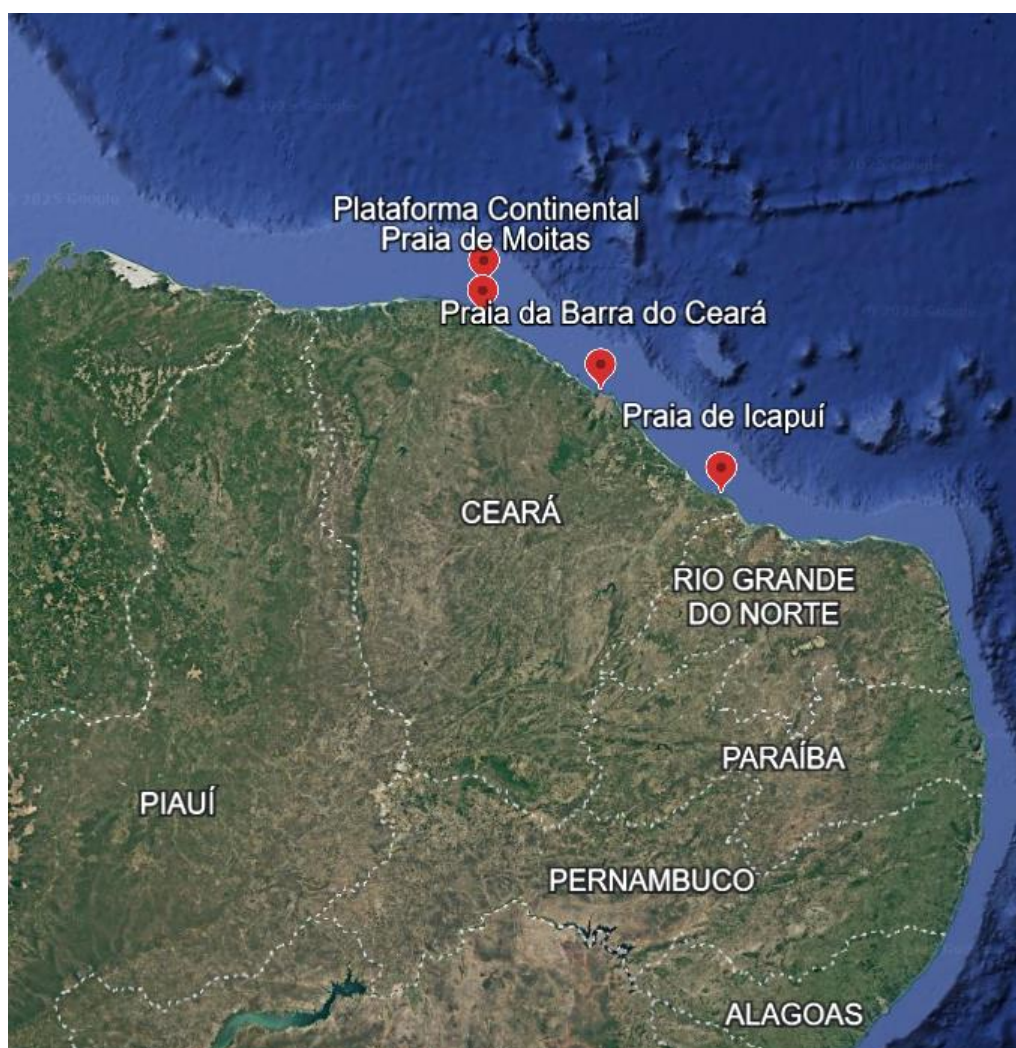
Tabela 6 – Materiais utilizados para ensaios triaxiais cíclicos

Amostra	Nomenclatura	Local de Coleta
Barra do Ceará	BC 4	Praia da Barra do Ceará, Fortaleza
Moitas	MT 3	Praia de Moitas, Amontada
Icapuí	ICAP 5	Praia Redonda, Icapuí
Plataforma <i>Offshore</i>	PCO 3	Plataforma Continental do Ceará, Amontada

Fonte: Elaborada pelo autor

Vale mencionar que os locais foram escolhidos de forma a investigar materiais provenientes do litoral metropolitano, litoral leste e oeste do Estado. A Figura 26 apresenta uma locação esquemática da localização dos sítios de coleta dos materiais de estudo pelo aplicativo Google Earth.

Figura 26 – Localização dos pontos de coleta do material de estudo



Fonte: Elaborada pelo autor

Em relação à Barra do Ceará, a amostra foi coletada na faixa de areia da praia de mesmo nome, situada em Fortaleza, próxima à foz do Rio Ceará. O local apresentava consideráveis quantidades de conchas e de algas calcificadas na faixa de areia, além da presença de *beach rocks* ao redor do sítio de coleta. Um estudo prévio com gotejamento de ácido clorídrico (HCl) apontou a presença de baixo teor de carbonato em sua constituição, denominada, em primeiro momento, como areia quartzosa. A Figura 27 apresenta o local investigado.

Figura 27 – Coleta de material (amostra BC 4) na praia da Barra do Ceará



Fonte: Elaborada pelo autor

A Praia de Moitas, situada no município de Amontada, litoral oeste, a aproximados 200 km de distância de Fortaleza, foi selecionada como um dos pontos de interesse, coletando-se materiais provenientes da faixa costeira. As amostras foram coletadas em região próxima à foz do rio Aracatiaçu. Ademais, foi aproveitada a visita ao local para se realizar coleta *offshore* na plataforma continental da região próxima à praia investigada.

Quanto à coleta *offshore*, o material foi obtido com suporte de equipe de professores e mergulhadores da Universidade Federal do Ceará, a amostra deformada foi

coletada com utilização de equipamento de mergulho, pequenas dragas e baldes. O material foi coletado em cerca de 1 km da costa de areia e com profundidade de 4 m de lâmina d'água. Assim, no litoral oeste, foram coletadas e selecionadas as amostras denominadas de MT 3 e PCO 3 para essa investigação. As Figuras 28 e 29 mostram fotografias da investigação realizada nos locais de coleta MT 3 e PCO 3, respectivamente.

Figura 28 – Coleta de material (amostra MT 3) na praia de Moitas



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 29 – Coleta de material (amostra PCO 3) na praia de Moitas sendo vista pela (a) amostra em secagem e (b) durante coleta em barco



(a)

(b)

Fonte: Elaborada pelo autor

Acerca da amostra da praia de Icapuí, a mesma foi coletada em uma praia situada no município de mesmo nome, litoral leste do Estado, distante aproximados 200 km da capital cearense, e próximo com a divisa com Rio Grande do Norte. Vale ressaltar que local de coleta é situado em um local que fica submerso em horários de maré cheia. A Figura 30 ilustra a coleta da praia de Icapuí.

Figura 30 – Coleta de material (amostra ICAP 5) na praia de Icapuí



Fonte: Elaborada pelo autor

3.2 Ensaios Realizados

A seguir são mostradas todas as informações da caracterização das amostras selecionadas. Os materiais coletados foram submetidos aos seguintes ensaios geotécnicos de caracterização, sendo eles:

- Granulometria por peneiramento – segundo ABNT NBR 7181;
- Densidade real do grãos – de acordo com DNER-ME 093/94;
- Teor de umidade – conforme ABNT NBR 6457;
- Índices de vazios máximo e mínimo – segundo ABNT NBR 16840:2020 e NBR 16843:2020, respectivamente;
- Teor de carbonato – mediante uso de calcímetro de Bernard modificado.

Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará (LMSP – UFC), com exceção da análise de teor de carbonato, este realizado no Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha Aplicada a Energia da Universidade Federal do Ceará (LGMA). Vale mencionar que foram gerados em forma de cooperação com outros pesquisadores participantes do Grupo de Geotecnia e Soluções Sustentáveis da Universidade Federal do Ceará (GeoSol – UFC).

Como as amostras são puramente arenosas, coletadas em locais de zonas costeiras, não foram realizados ensaios de sedimentação, tendo em vista a natureza do material coletado e, portanto, a ausência de finos em quantidade relevante.

Para determinação preliminar, em campo foi aplicado ácido clorídrico (HCl) nas amostras de solos existentes nos locais de interesse, de forma que, o carbonato de cálcio, ao entrar em contato com o ácido, gera uma reação do tipo exotérmica, produzindo gás carbônico e liberando calor, causando a sensação visual de efervescência e permitindo constatar a possível presença de solo carbonático.

Ainda assim, as amostras foram submetidas a ensaios de calcimetria, com uso da metodologia de Bernard modificado, a fim de verificação do teor de carbonato. Tal ensaio consiste na aplicação de gotas de ácido clorídrico (HCl) que reage com o carbonato de cálcio (CaCO_3) presente no solo, promovendo liberação de gás que é medida para conferência do teor carbonático da amostra de solo.

O ensaio foi realizado aplicando gotas de ácido clorídrico (HCl) concentrado a 10% em amostras representativas de 0,5 grama de material. A Figura 31 mostra uma foto do aparato adotado para a obtenção do mencionado teor de carbonato. Os resultados de cada ensaio de caracterização serão apresentados no tópico seguinte, de acordo com cada tipo de material ensaiado.

Figura 31 – Calcímetro de Bernard modificado adotado para estudo das amostras



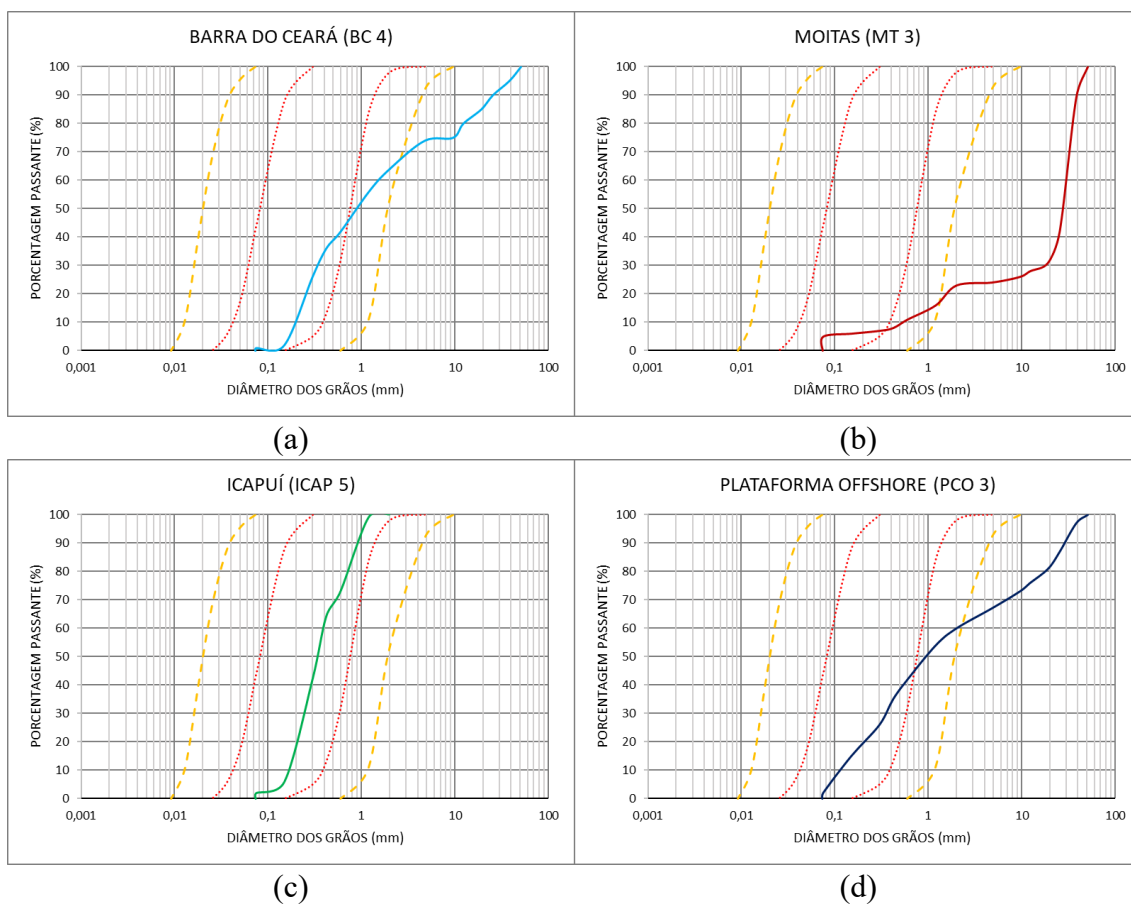
Fonte: Elaborada pelo autor

3.3 Caracterização dos Materiais

Neste tópico, serão apresentados os resultados das caracterizações, segundo cada ensaio e na seguinte ordem: BC 4, MT 3, ICAP 5 e PCO 3. Após a coleta, os materiais foram estocados em sacos resistentes dentro de grandes baldes, até serem utilizados para serem manuseados nos ensaios desse trabalho.

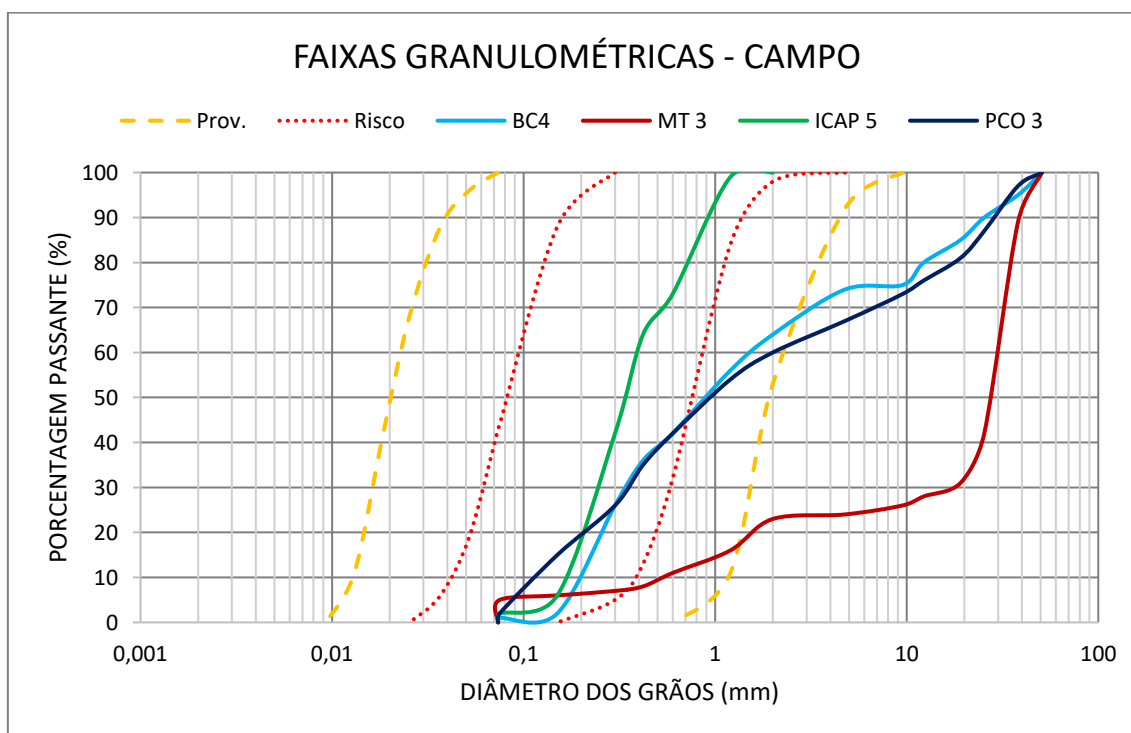
Em primeiro momento, foi necessária a obtenção da curva granulométrica de cada tipo de solo, já que a mesma pode ser analisada como um critério inicial de possibilidade ou risco de liquefação – conforme já exposto anteriormente. Os solos foram caracterizados seguindo procedimentos padrão de granulometria por peneiramento. As Figuras 32 e 33 apresentam as granulometrias dos materiais coletados.

Figura 32 – Granulometria das amostras (a) BC 4, (b) MT 3, (c) ICAP 5 e (d) PCO 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 33 – Resumo com todas as faixas granulométricas das amostras estudadas

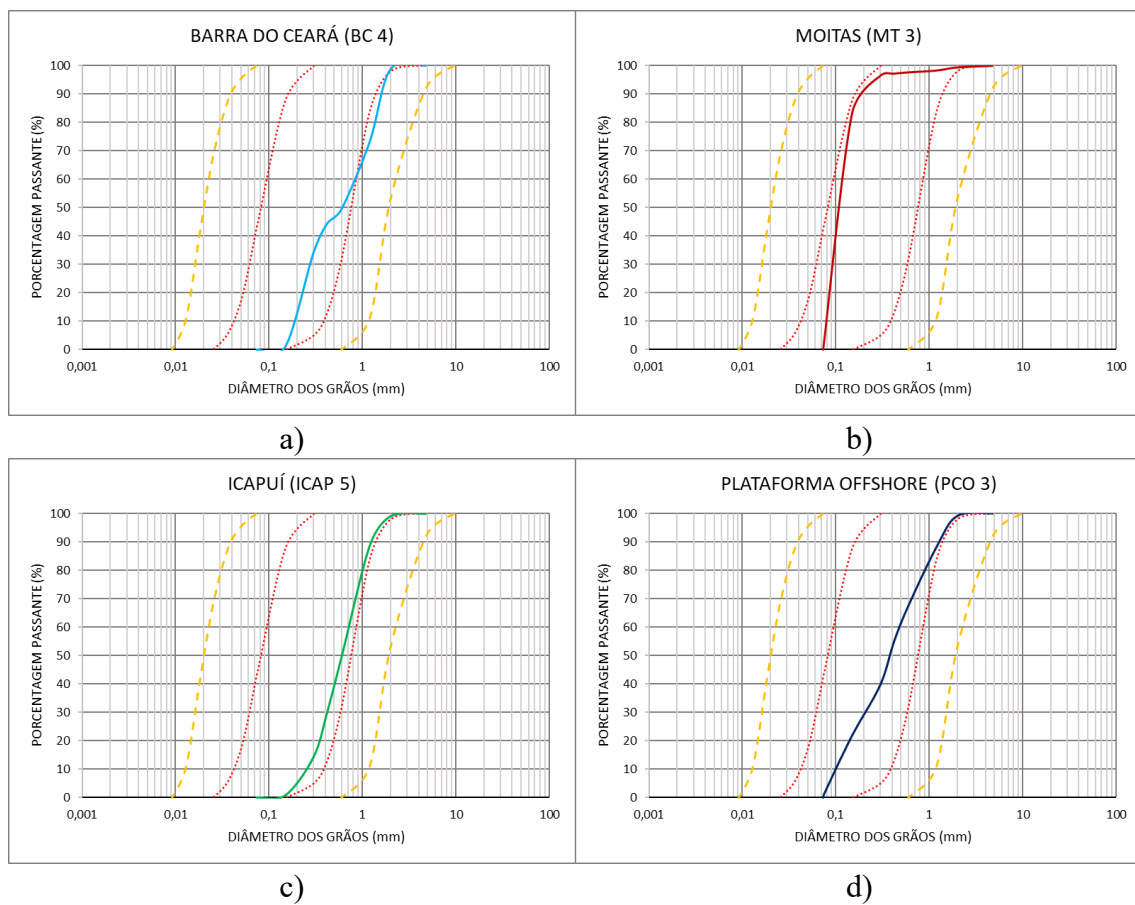


Fonte: Elaborada pelo autor

Contudo, é importante ressaltar que para compatibilização de ensaios e por demanda de outros experimentos os quais esse material também foi aplicado, houve a necessidade de se padronizar a segregação apenas da parte considerada mais fina do solo coletado. De fato, muitos dos materiais continham originalmente faixas granulométricas não compatíveis para a elaboração de qualquer ensaio especial geotécnico – com triaxial cíclico também se enquadrando neste ponto – sendo, portanto, selecionado e aplicado para os ensaios gerais material passante na peneira de abertura 2,38 mm.

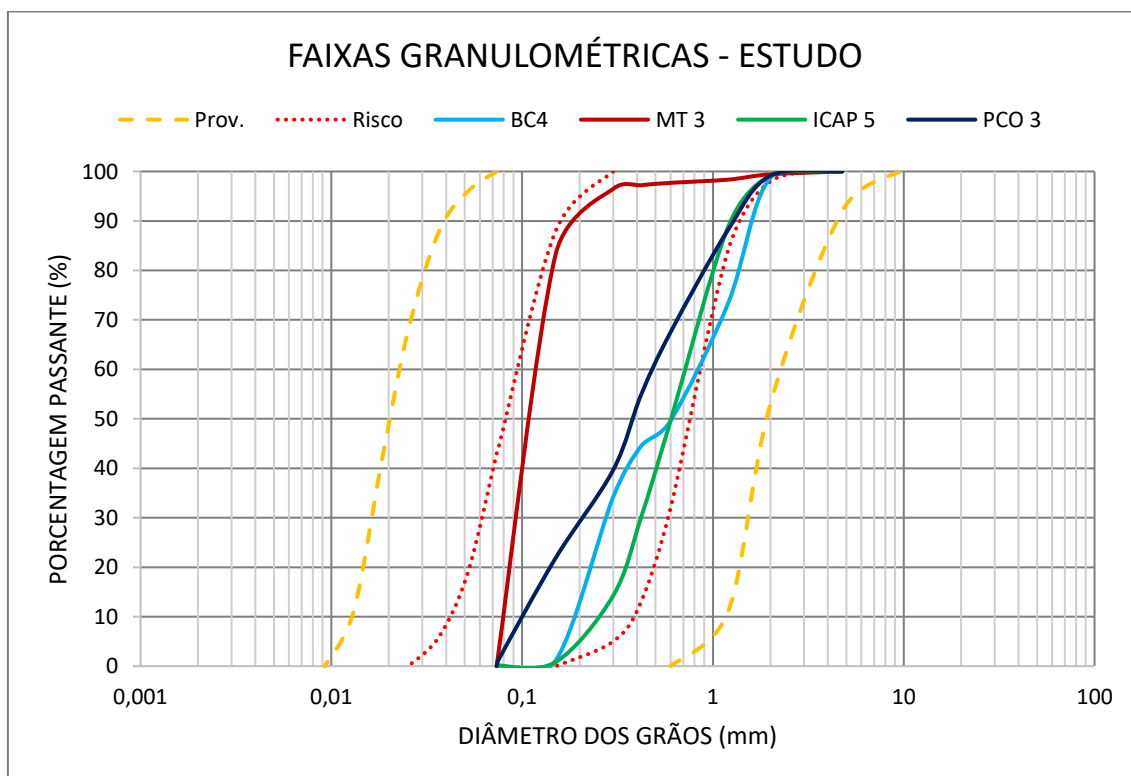
Dessa forma, abaixo são apresentadas as curvas granulométricas parciais das amostras ensaiadas, determinadas nas Figuras 34 e 35, seguindo a ordem anteriormente citada, sendo a última uma concatenação de todas as curvas. Para critério de avaliação inicial do potencial de liquefação, são expostas em cada figura as faixas potenciais e de risco de ocorrência de liquefação, em linhas amarelas e vermelhas respectivamente.

Figura 34 – Granulometria parcial das amostras (a) BC 4, (b) MT 3, (c) ICAP 5 e (d) PCO 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 35 – Faixas granulométricas parciais da amostras estudadas



Fonte: Elaborada pelo autor

Pelas curvas granulométricas, observa-se que as amostras avaliadas apresentam alto risco de liquefação de acordo com suas distribuições granulométricas, apontando para a necessidade de um estudo aprofundado sobre o risco. Observa-se também que a amostra BC 4 é a que apresenta maior parcela de material grosso entre as amostras, apresentando parcela granulométrica fora da zona de risco, enquanto que a de MT 3 é a mais fina entre elas, além de ser a mais homogênea devido à sua alta porcentagem de areia fina.

Para melhor conferência, a seguir são expressas as porcentagens de cada faixa de sua composição granulométrica por meio da Tabela 7.

Tabela 7 – Frações granulométricas das amostras do estudo

Comp. Granulométrica	BC 4	MT 3	ICAP 5	PCO 3
Areia grossa	1%	1%	1%	1%
Areia média	55%	2%	69%	44%
Areia fina	44%	95%	30%	54%
Silte + Argila	0%	2%	0%	1%

Fonte: Elaborada pelo autor

Conferindo as frações dos materiais, as amostras parciais podem ser classificadas conforme metodologia SUCS como SP – Areia mal graduada. Além disso, pode-se estimar certos comportamentos, como exemplo, pode-se estimar que a amostra ICAP 5 seja menos suscetível ao fenômeno por ter granulometria mais grossa.

Observa-se também que os materiais apresentam bom teor de material arenoso, com menos de 5% constituinte de siltes e argilas, demonstrando que todos apresentam suscetibilidade à liquefação conforme os critérios de areias finas e não plásticas apresentados por Terzaghi *et al.* (1996).

Observa-se também que a amostra de MT 3 é determinada como a que apresenta maior parcela de material de granulometria mais fina, embora que em sua coleta tenha sido observada grande presença de materiais com granulometrias maiores que 10 mm. A Figura 36 permite visualizar os materiais ensaiados em peneiramento.

Figura 36 – Amostras ensaiadas em peneiramento



Fonte: Elaborada pelo autor

A imagem da Figura 36 permite verificar diferenças consideráveis entre as granulometrias, verificando também a presença de boa quantidade de material

carbonático na composição das amostras ICAP 5 e PCO 3 – ambas à direita na imagem, sendo representadas nos grãos brancos inseridos na amostra, estes originários de conchas e outros materiais após desintegração com o tempo.

Quanto à umidade, densidade real dos grãos e índices de vazios máximo e mínimo de cada amostra, os ensaios foram feitos conforme normas regulamentadoras (citadas anteriormente), obtendo-se os valores que são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Resultados de umidade, densidade real e índices de vazios das amostras

Amostra	w%	G_s	e_{máx}	e_{mín}
BC 4	0,14%	2,66	0,56	0,38
MT 3	0,50%	2,66	1,29	0,87
ICAP 5	0,29%	2,67	0,69	0,50
PCO 3	0,58%	2,67	0,89	0,41

Fonte: Elaborada pelo autor

Observando a Tabela 8, verifica-se que a variação de índices de vazios máximo e mínimo da amostra MT 3 foi discordante em relação às demais. Cabe salientar que tal amostra é a que apresenta, após o peneiramento, maior teor de material fino e pouca presença de areia média a grossa, impactando claramente em seus índices limites.

Acerca dos teores de carbonato, por se tratar de um ensaio que utiliza pouca quantidade de amostra, foram feitas triplicatas e as porcentagens foram conferidas em valor médio às leituras realizadas. Cabe destacar que, para se obter os valores, há a necessidade de se ensaiar também uma amostra de carbonato de cálcio pura, para servir como valor de referência.

Os resultados mostram que foi possível coletar amostras com faixas amplas de teor carbonático, com menor teor proporcionado pela amostra da Barra do Ceará e o maior proveniente da amostra *offshore*, com teores de carbonatos de 9,17% e 92,03% respectivamente. Esse resultado, de certa forma, já era previsto segundo as avaliações prévias de possíveis sítios de interesse. A seguir, observa-se os resultados de calcimetria, sendo os mesmos indicados na Tabela 9.

Tabela 9 – Teor de carbonato das amostras ensaiadas

Amostra	Ensaio	L inicial	L final	ΔV	Teor CaCO_3	Resultado CaCO_3	Classificação
CaCO ₃ (referência)	1	0,5	18,5	18	99%	99%	-
	1	0,7	2,4	1,7	9,35%		
BC 4	2	0,6	2,3	1,7	9,35%	9,17%	Litoclástico
	3	0,5	2,1	1,6	8,80%		
MT 3	1	0,4	7,6	7,2	39,60%	40,70%	Litobioclástico
	2	0,6	7,9	7,3	40,15%		
	3	0,7	8,4	7,7	42,35%		
ICAP 5	1	0,6	17,3	16,7	91,85%	85,98%	Bioclástico
	2	0,7	14,3	13,6	74,80%		
	3	1,1	17,7	16,6	91,30%		
PCO 3	1	0,8	16,5	15,7	86,35%	92,03%	Bioclástico
	2	1	18	17	93,50%		
	3	0,8	18,3	17,5	96,25%		

Fonte: Elaborada pelo autor

3.4 Equipamento Triaxial Cíclico

O equipamento utilizado nos ensaios foi um equipamento MS154 – Triaxial Estático, da empresa OwnTec, com acessórios para realização de ensaios triaxiais cíclicos.

O aparato é composto por bancada, prensa estática, motor cíclico, interface de controle, quadro de comando e de emergência, câmara triaxial, reservatórios de água, controladores de volume e pressão e sistemas de válvulas *manifold* para operação dos controladores. A Figura 37 permite observar um esquema do triaxial.

Figura 37 – Equipamento triaxial cíclico utilizado nesse estudo



Fonte: Elaborada pelo autor

Apesar da figura constar “triaxial estático”, vale lembrar o que foi comentado anteriormente que o equipamento foi construído como versão modificada de um aparelho estático, com motor cíclico mais robusto que o convencional instalado.

Cabe salientar que o triaxial é automatizado, desenvolvendo gráficos e tabelas além de promover monitoração em tempo real devido ao seu sistema de dados e interface

de controle, cabendo aos operadores a execução de procedimentos recomendados pelo próprio sistema para a correta realização dos ensaios.

O equipamento apresenta sistemas de controle de volumes e pressões interna (corpo de prova) e externa (câmara triaxial), no qual o sistema interno é abastecido e opera unicamente com uso de água. Para o controle externo, existem 2 sistemas distintos – cada qual exclusivamente usado para ensaios estáticos ou cíclicos – sendo um controlador à base de água para ensaios estáticos e um controlador a ar comprimido para os ensaios cíclicos.

Os sistemas de pressões são capazes de aplicar até 1600 kPa para os casos que pressurizam com água, e até aproximadamente, com segurança, 900 kPa para o controle de pressões com uso de ar comprimido. Como os ensaios cíclicos exigem pressurização de ar, e avaliando a pressão mínima comumente necessária para saturar adequadamente o corpo de prova – aproximadamente 300 a 400 kPa nas melhores condições – estima-se que os controladores de pressões permitam a realização de ensaios cíclicos de até 600 kPa de tensão confinante.

O equipamento é capaz de realizar ensaios estáticos e cíclicos, tanto em carga como em deformação controlada, sendo o mesmo desenvolvido para realizar ensaios cíclicos conforme instruções e recomendações das normas ASTM D3999 e D5311. Sendo assim, o equipamento é capaz de promover ensaios com as seguintes faixas de valores:

- Carga (N): 10 a 9999 N;
- Deformação (%): 0,005 a 5%;
- Frequência (Hz): 0,1 a 2,0 Hz.

Como critério de ruptura, o aparelho apresenta como padrão os mesmos critérios das supracitadas normas, permitindo também uma opção de personalização do ensaio. Dessa forma, temos como critérios automatizados para encerramento:

- 40 ciclos – conforme ASTM D3999;
- 20% Dupla amplitude de deformação, ou 20% amplitude simples de deformação, ou 500 ciclos – conforme ASTM D5311;
- Customizável – De acordo com a norma selecionada no menu de parâmetros.

3.5 Etapas dos Ensaio Triaxiais Cíclicos

3.5.1 *Preparação dos Corpos de Prova*

Pela dificuldade de obtenção de corpos de prova puramente arenosos indeformados, todos os ensaios para todas as amostras foram realizados com corpos de prova reconstituídos, moldados em cilindros de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. Todos os ensaios foram realizados com utilização dos materiais convencionais adotados em ensaios triaxiais, tais como: membrana plástica, *o-rings*, pedras porosas e papel filtro.

O processo de moldagem selecionado foi o de compactação úmida (*moist/wet tamping*). Apesar de que trabalhos como os de Tran *et al.* (2021), Mulilis *et al.* (1975) e Dobry *et al.* (1982) argumentam que esse método é geralmente menos suscetível à liquefação em comparação aos demais métodos comumente empregados, esse método foi utilizado em diversos estudos considerados de referência, tais como Been e Jefferies (1985), Silver e Park (1976). Apesar disso, vale ressaltar que Dobry *et al.* (1982) declaram que para ensaios de deformação controlada, o processo de moldagem não apresenta bastante relevância no resultado. Ademais, Tran *et al.* (2021) declaram que esse método permite verificar faixas de compacidade relativas mais abrangentes.

Para tal moldagem, foram utilizadas 8 camadas com umidade inicial controlada, similar ao realizado no trabalho de Ladd (1978), para buscar garantir certa homogeneidade e isotropia para o corpo de prova. Em contrapartida ao citado autor, neste trabalho se optou por aplicar à amostra previamente seca um valor de umidade entre 5% a 10%, com a amostra seca inicialmente separada e misturada com água nessa proporção. Todos os materiais foram quantificados para que os ensaios fossem feitos em estado de compacidade fofa, com compacidade relativa estimada inicialmente em 25%.

Quanto à base da câmara triaxial, a mesma é saturada aplicando-se um fluxo de água em suas entradas de topo e de base, além de serem posicionados a pedra porosa e o papel filtro na base do corpo de prova e montado o molde com tripé para garantir a centralização e as dimensões adequadas para o corpo de prova.

Em seguida, foi montado o molde cilindro metálico bipartido, inserindo nele a membrana e os *o-rings* para fixação, sendo então colocado e estabilizado na câmara triaxial com uso de tripé metálico e acoplado a uma bomba a vácuo para garantir a

estabilização da membrana em seu interior e adequada vedação do corpo de prova por meio de sucção.

Logo após, o material é devidamente inserido no interior do molde, em 8 camadas e com compactação dinâmica bastante leve, empregando um soquete metálico, a fim de promover regularização da camada e garantir o adequado preenchimento do molde com a massa de material estimada. Entre cada camada, foram realizadas escarificações para melhor adesão do material.

Após o completo preenchimento, foram colocados a pedra porosa, o papel filtro e o cabeçote (*top cap*) do corpo de prova, seguido da colocação dos *o-rings* (2 em cada extremidade) do topo e, após remoção do molde, da base.

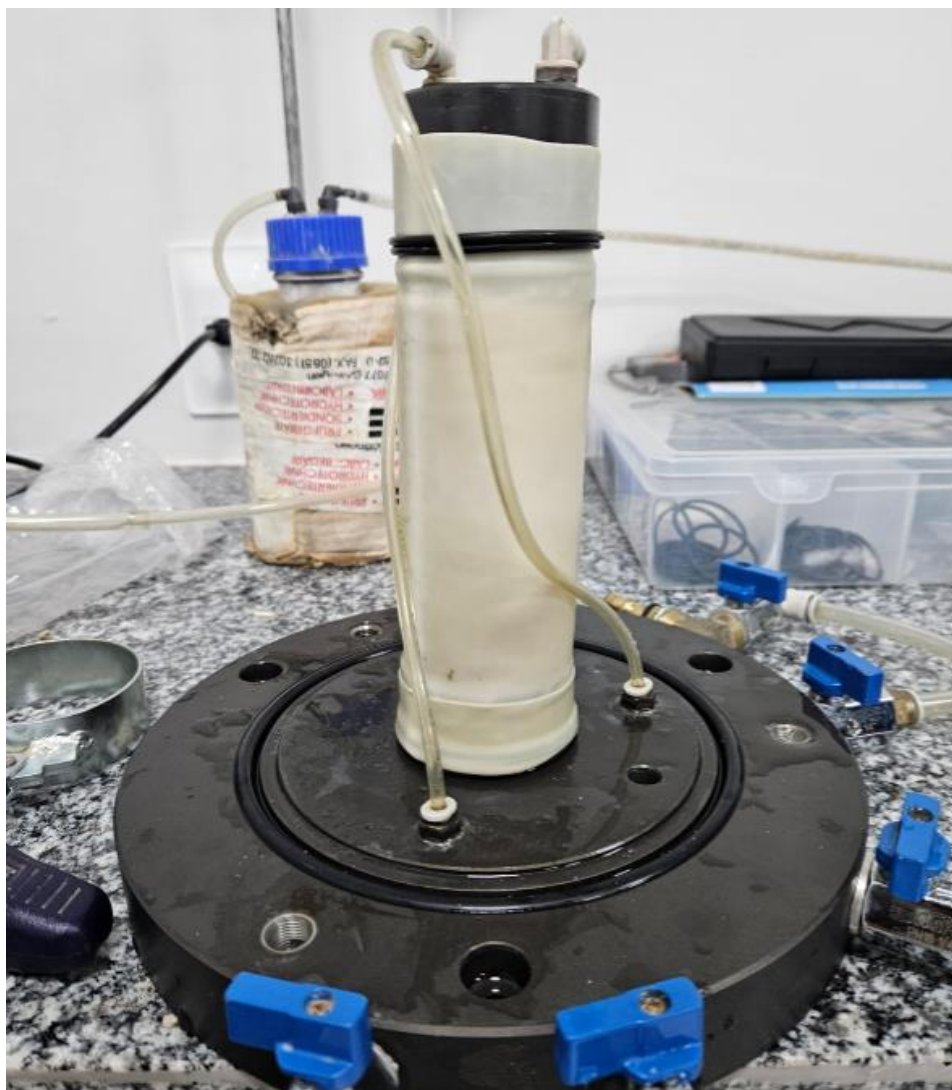
Por fim, foram inseridas as mangueiras no topo e, após montagem de todo o sistema, foi aplicado um vácuo (posteriormente retirado) nas amostras para facilitar a montagem da câmara e fixação do cabeçote à célula de carga da prensa. As Figuras 38 e 39 mostram o conjunto de utensílios utilizados nos processos de moldagens e uma imagem do corpo de prova devidamente moldado, respectivamente.

Figura 38 – Aparatos de moldagem dos corpos de prova do estudo



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 39 – Corpo de prova devidamente moldado



Fonte: Elaborada pelo autor

Após a moldagem, foram realizadas medições da altura e do diâmetro dos corpos de prova com o objetivo de garantir o controle de qualidade do processo de confecção. Além disso, verificou-se a integridade das membranas plásticas, a fim de identificar eventuais furos ou falhas de vedação. Também foi avaliada a rigidez dos corpos de prova após a aplicação do vácuo utilizado para facilitar a montagem e fixação.

Para cada material, foram conferidos seus valores de índices de vazios máximos e mínimos, assim como seus pesos específicos, para que fosse permitida a obtenção da quantidade de massa a ser empregada em seus ensaios de tal forma que lhe atribuisse uma condição de compacidade em estado fofo. A seguir, a Tabela 10 mostra um resumo dos índices e informações preliminares de cada amostra para a realização da campanha de ensaios.

Tabela 10 – Parâmetros e valores adotados para as amostras ensaiadas

Etapa	Parâmetro	Unid.	Amostras			
			BC 4	MT 3	ICAP 5	PCO 3
Caracterização	$\epsilon_{\text{máx}}$	-	0,56	1,29	0,69	0,89
	$\epsilon_{\text{mín}}$	-	0,38	0,87	0,5	0,41
	Gs	-	2,66	2,66	2,67	2,67
	ρ_w	g/cm ³	1,00	1,00	1,00	1,00
	w	%	0,14%	0,50%	0,29%	0,58%
Padronização do estudo	e	-	0,515	1,185	0,642	0,770
	D _R	%	25,0%	25,0%	25,3%	25,0%
	ρ	g/cm ³	1,76	1,22	1,63	1,52

Fonte: Elaborada pelo autor

3.5.2 Saturação

O processo de saturação dos corpos de prova foi efetuado, inicialmente, por fluxo de água por gravidade, com posterior aplicação de fluxo por contrapressão. A saturação foi avaliada pela determinação do parâmetro B proposto por Skempton (1954), que relaciona a variação da poropressão com a variação de pressão da câmara, utilizando-se a Equação 14 a seguir.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (\text{Eq. 14})$$

Sendo: B = Parâmetro de poropressão;

Δu = Variação de poropressão (kPa);

$\Delta \sigma_3$ = Variação de pressão da câmara (kPa).

A contrapressão foi realizada até que se atingisse um valor de parâmetro B de Skempton maior que 0,95 – com maiores resultados observados em 0,97 – o qual permite conferir um estado de solo saturado. Contudo, devido à dificuldade de algumas amostras em alcançarem esse valor de saturação, e ao limite de pressão dos controladores do equipamento, a contrapressão foi desenvolvida até pelo menos ser alcançado um valor mínimo de 0,95.

Quanto ao início do processo de saturação, foi aplicada uma pressão inicial de 20 kPa na câmara para garantir que a água não se acumule e prevenir que a membrana infle pelo acúmulo do volume de água entrando da membrana. Para a correta percolação inicial por gravidade, que consiste na saída da água de seu reservatório situado em cota superior à do corpo de prova e na percolação do líquido entrando pela base da câmara e saindo pelo seu topo (fluxo de percolação ascendente), as torneiras de entrada pela base e saída pelo topo se mantêm abertas durante todo o processo. O fluxo ascendente foi selecionado por permitir maior facilidade da expulsão do ar. Vale lembrar que foi aplicada água destilada desaerada para esse procedimento.

Tendo em vista que as amostras de solo desse estudo são predominantemente arenosas, portanto, bastante permeáveis e sem a necessária realização do processo por 24 horas, optou-se por realizar a percolação de tal maneira na qual a água durante esse processo é coletada e quantificada em um recipiente de volume conhecido ou fácil de ser quantificado, de tal forma que esse processo seja realizado até que se obtenha um volume de água percolada igual ou maior que o dobro do volume do corpo de prova.

Em seguida, foram feitas as saturações das pedras porosas pelo processo de *flushing*, consistindo na aplicação de pressão interna no corpo de prova na tentativa de eliminar as bolhas oclusas e que não foram removidas pela percolação inicial. Para o *flushing*, foram aplicadas pressões externa de 30 kPa e interna de 15 kPa, com abertura e fechamento seguidos das válvulas de saída que promovem golpes de aríete e removem boa parte do ar que dificilmente é expulso naturalmente. Esse processo foi realizado até se observar que não há mais expulsão de ar do sistema pelas mangueiras de saída.

Por fim, foram aplicadas contrapressões no interior da amostra, tanto pelo topo como pela base, em aplicações consecutivas de 50 kPa com taxa de 10 kPa/min. Após finalização das aplicações, o equipamento promoveu a leitura do parâmetro B até alcançar os valores desejados.

As amostras atingiram tais valores em valores de contrapressões diversos, variando entre 350 kPa a 800 kPa. Nos casos que ocorreram valores maiores aos apresentados, as pressões foram devidamente reduzidas sem que promovesse o pré-adensamento do solo e reiniciadas as fases de *flushing* e de contrapressão novamente até garantir a condição de saturação desejada.

3.5.3 *Adensamento*

O adensamento foi realizado com aplicação da tensão confinante selecionada de 50 kPa. A tensão adotada para esse estudo busca estar de acordo com os casos históricos de liquefação registrados e apontados por Jefferies e Been (2016), esses elencados e relacionados a solos com menos de 15% de finos e estarem submetidos a níveis de tensões confinantes menores que 150 kPa. Por motivos de falha de precisão do equipamento, quando operado próximo ao limite aplicável de pressão de ar comprimido, alguns ensaios apresentaram tensões confinantes variando em torno de 50 kPa, entre valores 45 e 56 kPa.

O adensamento foi prosseguido até em que se pudesse verificar a finalização das medidas de variação de volume do corpo de prova. Entretanto, o tempo de adensamento mínimo foi de 1 hora para todos os casos, ainda que o material apresentasse estabilização em duração menor à determinada acima. As leituras foram realizadas automaticamente pelo equipamento em intervalos de tempo duplicados, tais como: 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, etc.

3.5.4 *Ruptura por Ciclagem*

Para o estudo, foi determinada a execução de ensaios triaxiais cíclicos com deformação controlada. Tal escolha provém de limitações inicialmente apresentadas pelo equipamento e, por outro lado, pelo fenômeno da liquefação ser adequadamente representado em condições de deformação controlada.

Seed e Silver (1971) realizaram ensaios controlados por deformação com pequenas amplitudes de deformação e demonstraram que esse tipo de ensaio promove menor redistribuição da umidade nas amostras de solo antes da ocorrência da liquefação inicial, proporcionando estimativas mais realistas das poropressões *in situ* em comparação aos resultados obtidos em ensaios de carga controlada. Os autores também verificaram que o efeito da estrutura do solo sobre o aumento da poropressão é praticamente inexistente quando se utilizam ensaios controlados por deformação.

Seed e Silver (1971) também citam que o comportamento dos solos submetidos a carregamentos cíclicos é regido pelas suas propriedades dinâmicas, principalmente o módulo de cisalhamento e o coeficiente de amortecimento. Em comparação ao método

controlado por deformação, os ensaios triaxiais controlados por tensão apresentam menor precisão, em razão do desenvolvimento de deformações distintas durante as fases de compressão e extensão. Além disso, em ensaios de carga controlada, a cada ciclo de carregamento uniforme, as deformações acumulam-se progressivamente, o que torna a determinação dos valores do módulo de cisalhamento e do coeficiente de amortecimento menos confiável.

Dobry *et al.* (1982) declaram que os ensaios cíclicos com deformação controlada constituem uma abordagem mais consistente e fisicamente fundamentada para avaliar a geração de poropressão e o potencial de liquefação em areias saturadas. Os autores comentam que a adoção de uma abordagem de deformação cíclica é capaz de simplificar consideravelmente a interpretação de testes cíclicos de laboratório em areias saturadas.

Portanto, todos os ensaios foram realizados de forma adensada e não-drenada (CU), com ruptura cíclica axial. O estágio de ruptura nos ensaios cíclicos consiste na aplicação da carga cíclica, com sua ruptura posteriormente detectada após tratamento dos dados. Todos os ensaios foram realizados até limites de 100 ciclos e tratados até a execução de 40 ciclos, limite convencionado neste trabalho para verificação da suscetibilidade à liquefação.

Com o tratamento de dados foi possível observar as condições de liquefação inicial e de ruptura por liquefação. Dessa forma, todos os ensaios seguiram os mesmos critérios para fins de padronização da campanha experimental.

Todos os ensaios cíclicos foram feitos para frequências de 1,0 Hz, em acordo com estudos e recomendações de outros trabalhos e pesquisadores, tais como Fonseca (2009), Silva (2023), Shibata *et al.* (1972), entre outros. Ademais, Silva (2023) ressalta que a frequência de 1,0 Hz é a que melhor simula as condições de campo para solos submetidos a ondas de sismos.

Quanto à ciclagem, os ensaios foram conduzidos variando apenas a amplitude de deformação. Como o propósito é de desenvolver grandes deformações para verificação da ruptura, os ensaios foram realizados com deformações controladas em amplitudes de 0,1% 0,3% 0,5% e 0,7% de deformação axial, em conformidade com faixas de outros pesquisadores – geralmente entre 0,1% a 1% – como já apresentado no tópico 2.5.3.

4 RESULTADOS

4.1 Campanha de Ensaios

Foram realizados 16 ensaios cíclicos no total, sendo 4 ensaios para cada amostra de material, seguindo as premissas adotadas na metodologia deste estudo. A seguir são apresentadas as informações dos ensaios realizados nesse estudo por meio da Tabela 11.

Tabela 11 – Resultados gerais dos ensaios cíclicos realizados

Amostra	Tensão conf.	Freq.	D_R (%)	e₀	Amp. Def.	Par. B
BC 4	50	1	23,3%	0,518	0,1%	0,956
			23,3%	0,518	0,3%	0,961
			20,0%	0,524	0,5%	0,958
			21,7%	0,521	0,7%	0,964
MT 3	50	1	16,7%	1,220	0,1%	0,962
			29,3%	1,167	0,3%	0,964
			35,7%	1,140	0,5%	0,968
			36,9%	1,135	0,7%	0,954
ICAP 5	50	1	21,6%	0,649	0,1%	0,968
			13,2%	0,665	0,3%	0,964
			21,8%	0,649	0,5%	0,952
			21,9%	0,649	0,7%	0,981
PCO 3	50	1	34,0%	0,727	0,1%	0,954
			39,4%	0,701	0,3%	0,973
			23,2%	0,726	0,5%	0,952
			24,8%	0,771	0,7%	0,963

Fonte: Elaborada pelo autor

Pela Tabela 11 observa-se que os corpos de prova moldados com a amostra BC 4 apresentaram densidade relativa variando de 20,0 a 23,3%, para a amostra MT3 houve variação entre 16,7% a 36,9%, para a amostra ICAP 5 a densidade relativa variou entre 13,2% e 21,9%, enquanto que na amostra PCO 3 a variação foi entre 23,2% a 39,4%. Ademais, foram obtidos resultados com parâmetros B variando entre 0,952 e 0,981. Logo, os ensaios foram todos realizados na condição fofa e com garantia de saturação durante

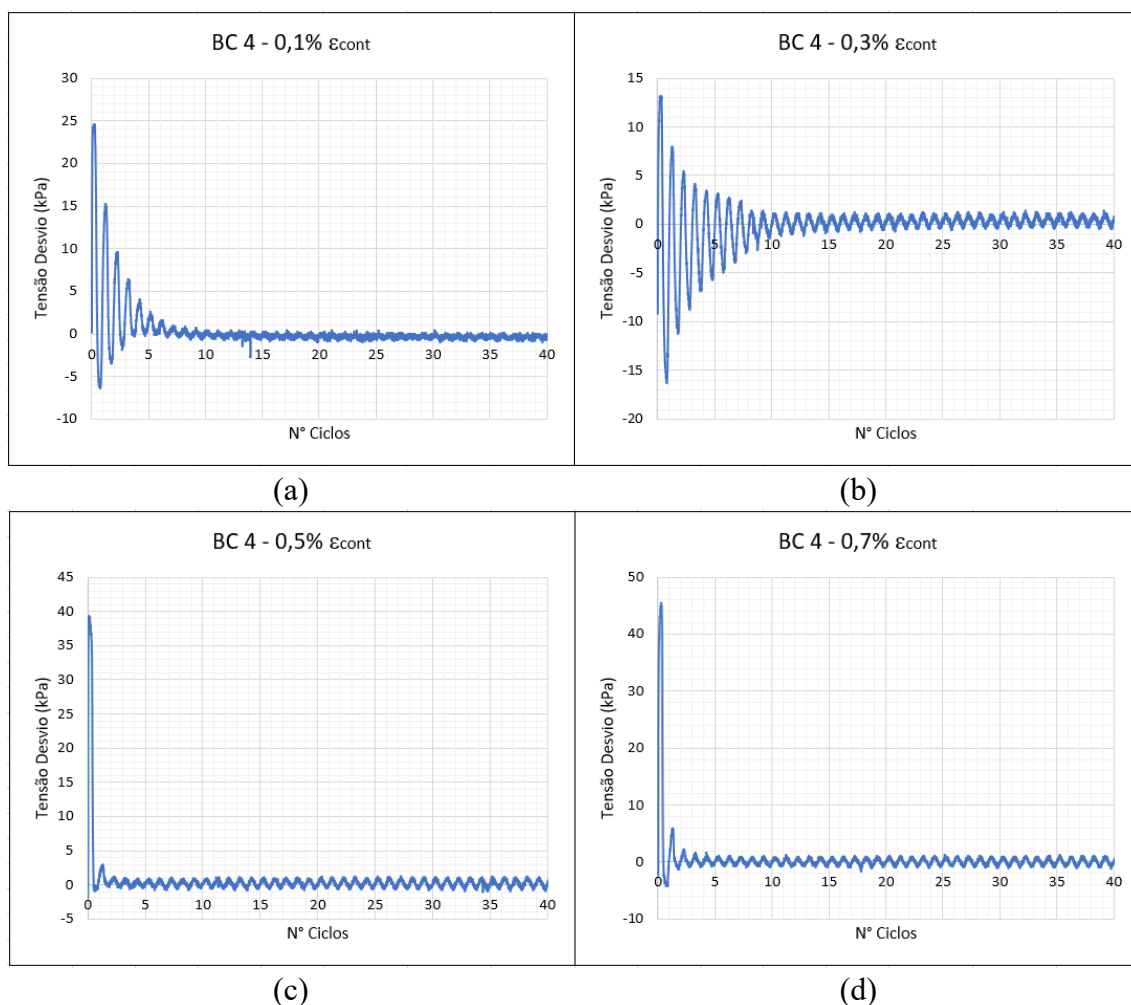
o processo, embora que o controle de densidade relativa não tenha sido mais preciso devido a inadequações iniciais do estudo de caracterização.

4.2 Evolução da Tensão Desvio

A seguir, são discutidos os resultados de variação de tensão desvio com o tempo (número de ciclos) de cada amostra ensaiada. Para verificar a influência do teor de CaCO_3 no comportamento e na resistência cíclica do solo investigado, os resultados de cada amostra serão comparados com os resultados da amostra BC 4, que por ter menor teor carbonático será tomada como referência.

A Figura 40 mostra os gráficos tensão desvio x número de ciclos para os ensaios realizados nos corpos de prova da amostra BC 4 nas deformações estipuladas.

Figura 40 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra BC 4 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



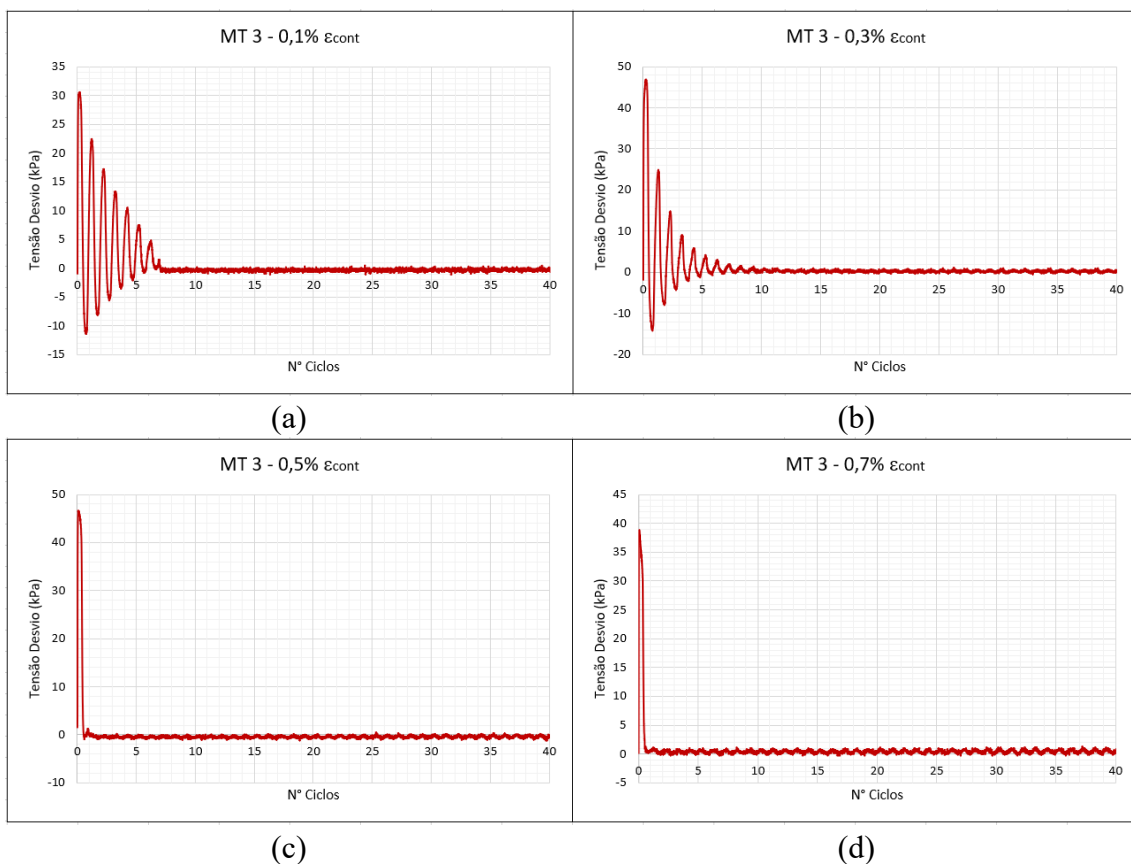
Fonte: Elaborada pelo autor

Ao analisar os resultados obtidos para deformações de 0,1% e 0,3%, observa-se um comportamento divergente do esperado, uma vez que, teoricamente, a tensão desvio deveria aumentar de forma diretamente proporcional ao incremento da deformação aplicada. No entanto, verificou-se o comportamento inverso, em que a tensão desvio máxima registrada no ensaio com 0,1% de deformação foi superior à observada para 0,3%. Além disso, era esperado que a redução gradual da resistência no ensaio com 0,3% fosse mais acentuada em comparação àquela verificada no ensaio de 0,1%.

Entretanto, desconsiderando esse ponto supracitado, os resultados apontam para um aumento do valor de tensão máxima aplicada com o aumento da amplitude de deformação, com valor máximo de tensão desvio aplicada de 45 kPa, representando uma razão cíclica (CSR) de 0,40.

Para a amostra MT 3, a evolução da tensão desvio com número de ciclos é expressa pela Figura 41. Os resultados indicaram redução da tensão desvio com poucos ciclos, com tendência decrescente de número de ciclos com o aumento da deformação.

Figura 41 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra MT 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



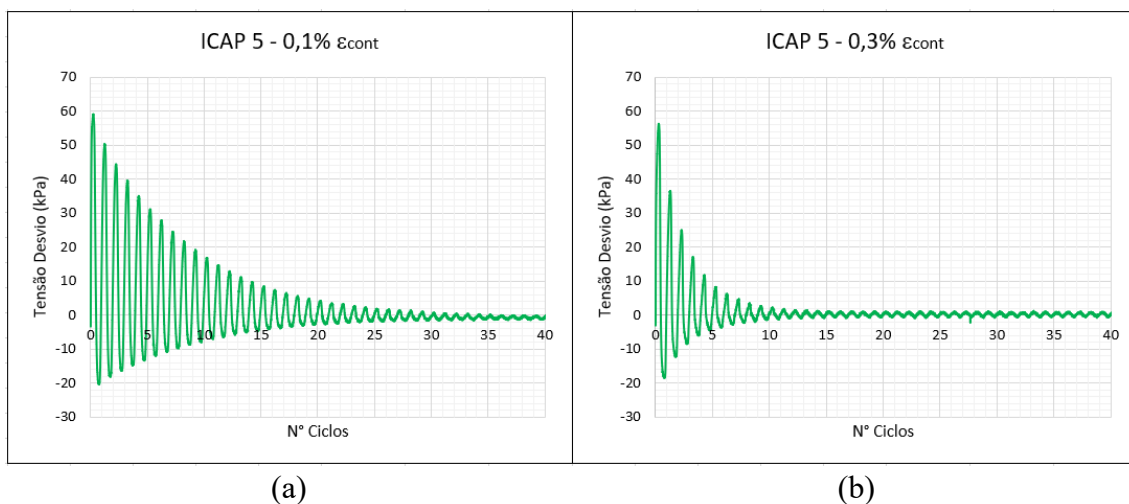
Fonte: Elaborada pelo autor

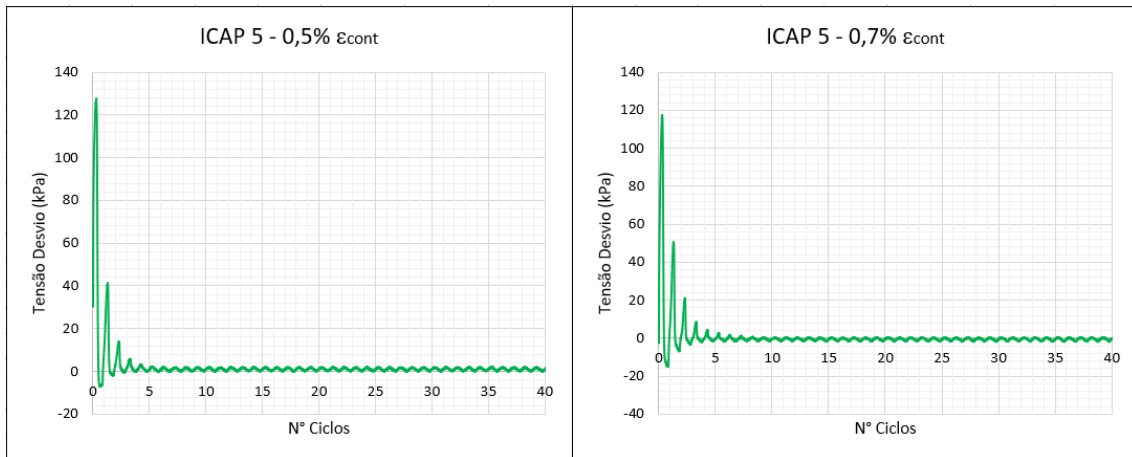
Os resultados de MT 3 atestam um comportamento de resistência aparentemente similar ao que foi observado para a amostra de BC 4, com número de ciclos para ocorrência de liquefação, constatada pela anulação da tensão desvio, próximos em quase todos os ensaios, com exceção da deformação de 0,3% na qual a amostra da Barra do Ceará apresentou maior resistência cíclica, ou seja, apresentou a necessidade de maiores números de ciclos para ocorrência da anulação da tensão desvio.

Ao avaliar a tensão desvio máxima alcançada pelos ensaios, foi registrado maior valor da ordem de 45 kPa, tanto nos ensaios de 0,3% como de 0,5%, representando também uma razão cíclica (CSR) de 0,40 similar ao observado nos ensaios realizados com a amostra BC 4. Esses resultados indicam que, para as condições e ensaios realizados, não há uma significativa variação na suscetibilidade à liquefação entre as amostras de solos BC 4 (litoclástica) e MT 3 (litobioclástica).

Os resultados de ICAP 5 já apresentam comportamento de maior resistência cíclica dentre as amostras, como pode ser observado na Figura 42 cujos resultados dos ensaios foram desenvolvidos com maiores picos e quantidade de ciclos, com redução gradual da resistência registrada de forma mais acentuada de acordo com o aumento da amplitude de deformação aplicada, ou seja, entre 0,1% (a), 0,3% (b), 0,5% (c) e 0,7% (d).

Figura 42 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra ICAP 5 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%





(c)

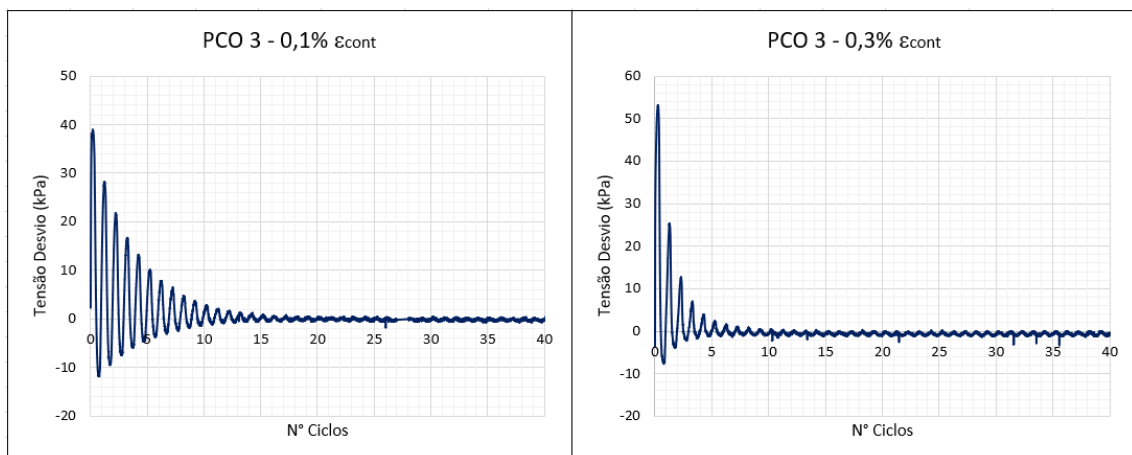
(d)

Fonte: Elaborada pelo autor

Pela Figura 42, observa-se que a maior tensão desvio obtida foi de aproximadamente 130 kPa, com razão de tensão cíclica de 1,34, novamente observada no ensaio de 0,5%. Esse limite, ao ser comparado aos outros materiais, indica que para as condições ensaiadas, o material proveniente da praia de Icapuí é o que apresenta maior resistência cíclica, tendo em vista a necessidade de maiores carregamentos para ser capaz de promover a deformação necessária para a ocorrência de liquefação.

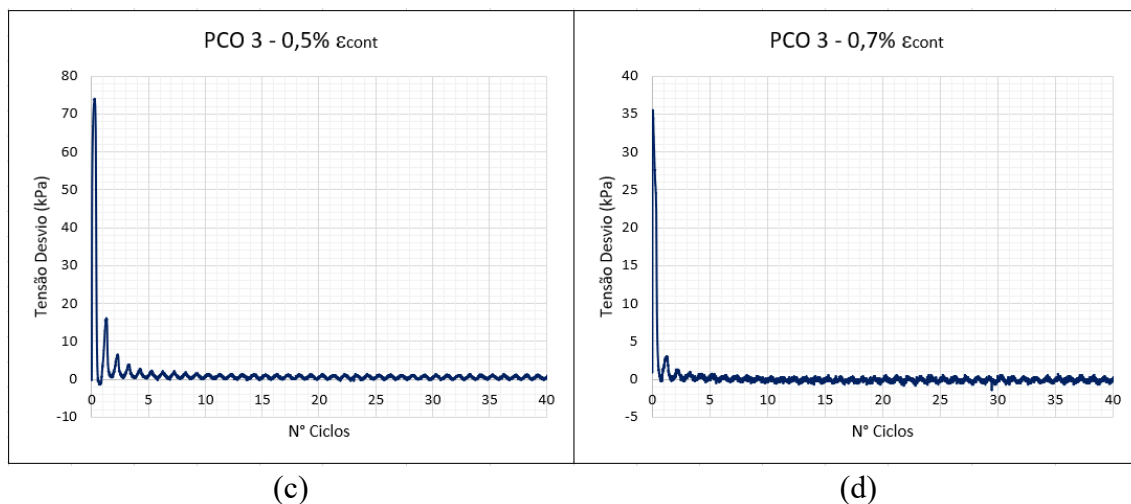
Já para a amostra *offshore* PCO 3, a tensão desvio sofreu um decréscimo mais rápido, em comparação às demais amostras, a partir de 0,3% de deformação. A Figura 43 mostra os resultados gráficos dos ensaios realizados na amostra *offshore* PCO 3.

Figura 43 – Variação da tensão desvio x número de ciclos nos ensaios cíclicos na amostra PCO 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



(a)

(b)



(c)

(d)

Fonte: Elaborada pelo autor

Pela Figura 43, observa-se que o valor máximo de tensão desvio dos corpos de prova da amostra *offshore* PCO 3 foi de 74 kPa no ensaio de 0,5% de deformação, o que corresponde a máxima razão cíclica de 0,74.

No geral, observa-se que as amostras bioclásticas, com teor de CaCO_3 maior que 70%, sendo elas no caso ICAP 5 e PCO 3, apresentaram maiores valores de tensão desvio para mobilização das deformações propostas para cada ensaio, assim como há a necessidade de desenvolvimento de número de ciclos mais elevados para atingir a ruptura por liquefação.

Com relação aos resultados dos ensaios de 0,7% de deformação controlada, em todas as amostras o material houve anulação da resistência com cerca de 1 a 3 ciclos. Vale mencionar ainda que para aplicação da deformação não foram observadas tensões desvios elevadas, exceto na amostra de BC 4, com maiores tensões atuantes para o ensaio com deformação de 0,5%.

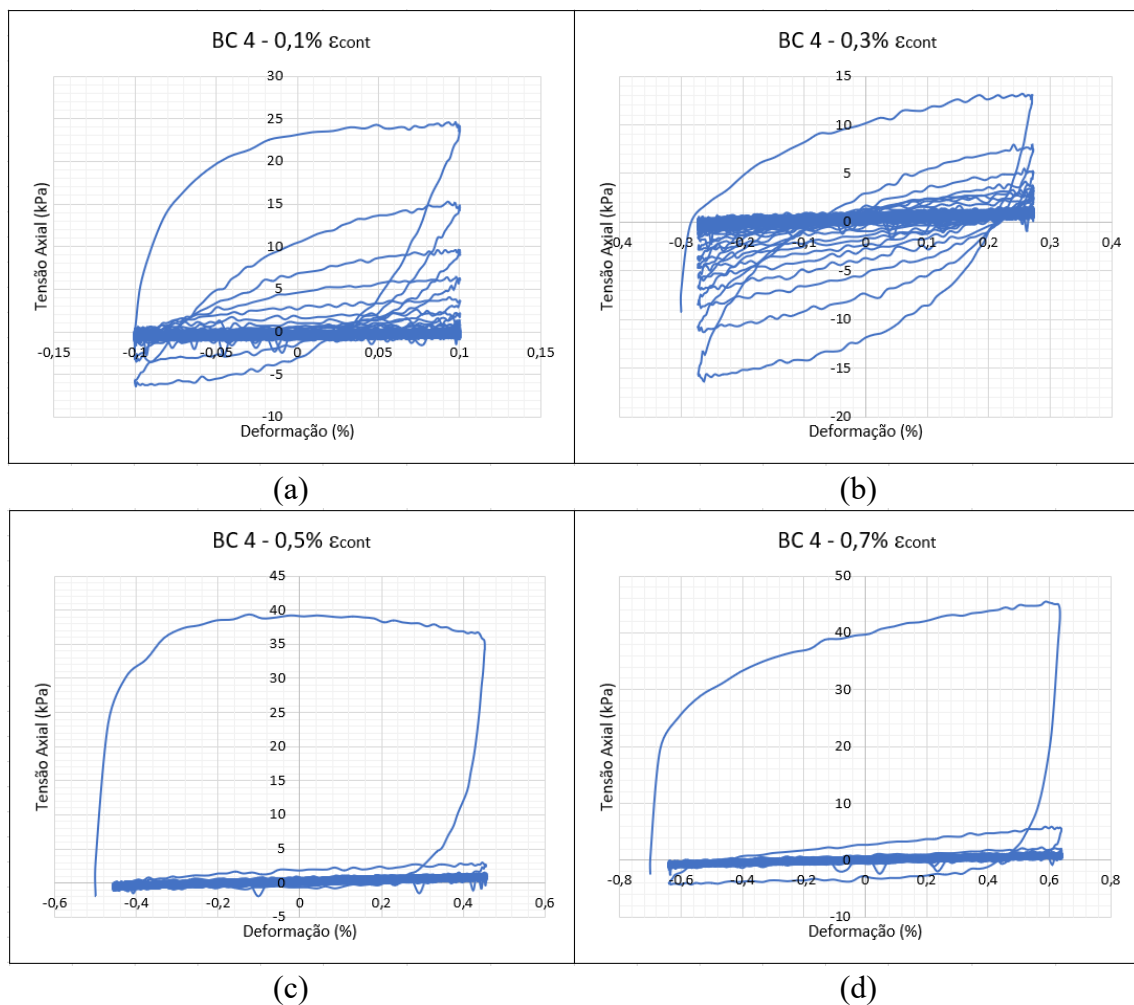
Além disso, ao comparar os valores de tensão de pico obtidos em cada ensaio, verificou-se que as amostras ICAP 5 e PCO 3 apresentaram tensões desviadoras máximas 189% e 64% superiores, respectivamente, àquela observada para a amostra BC 4, caracterizada por menor teor de carbonato de cálcio. Por outro lado, a amostra MT 3 (litobioclástica) apresentou valores de tensão desvio bastante semelhantes aos da BC 4. Assim, a diferença no teor de carbonato entre as amostras BC 4 e MT 3 não demonstrou influência significativa sobre esse parâmetro de resistência.

4.3 Análise Tensão – Deformação

Neste tópico, são mostrados os gráficos de tensão x deformação dos ensaios realizados. As Figuras 44, 45, 46 e 47 apresentam os citados gráficos provenientes dos ensaios nas amostras BC 4, MT 3, ICAP 5 e PCO 3, respectivamente. Os resultados indicam concordância com o comportamento típico para esse tipo ensaio, vale destacar a horizontalização do gráfico conforme o avanço da ciclagem e a ocorrência da liquefação.

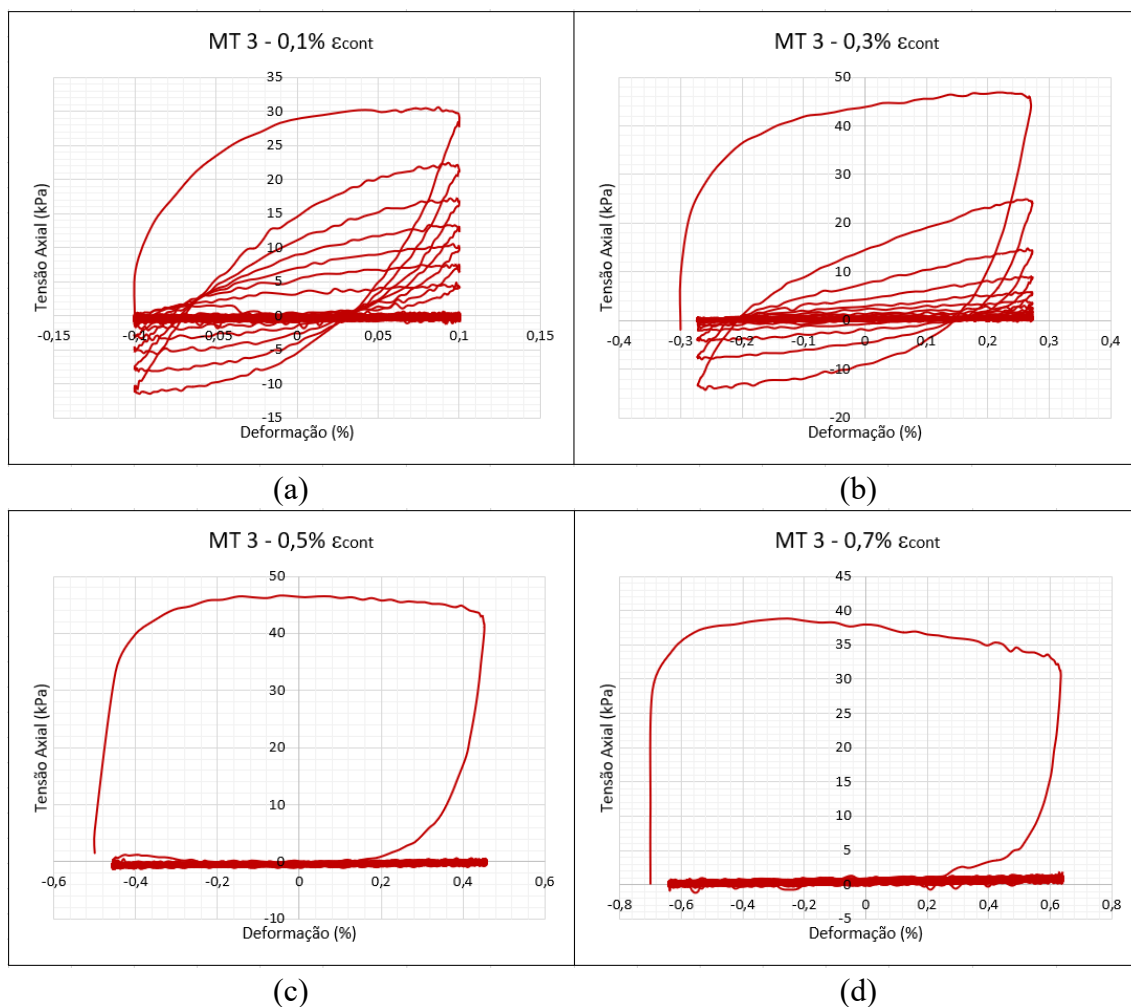
Cabe destacar que a horizontalização das curvas de resposta foi alcançada mais rapidamente à medida que se aumentou a amplitude de deformação controlada aplicada. Assim, os ensaios conduzidos com 0,7% de deformação apresentaram a condição de tensão nula em um menor número de ciclos. Em contrapartida, os ensaios com 0,1% de deformação demandaram maior número de ciclos para atingir a mesma condição.

Figura 44 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra BC 4 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



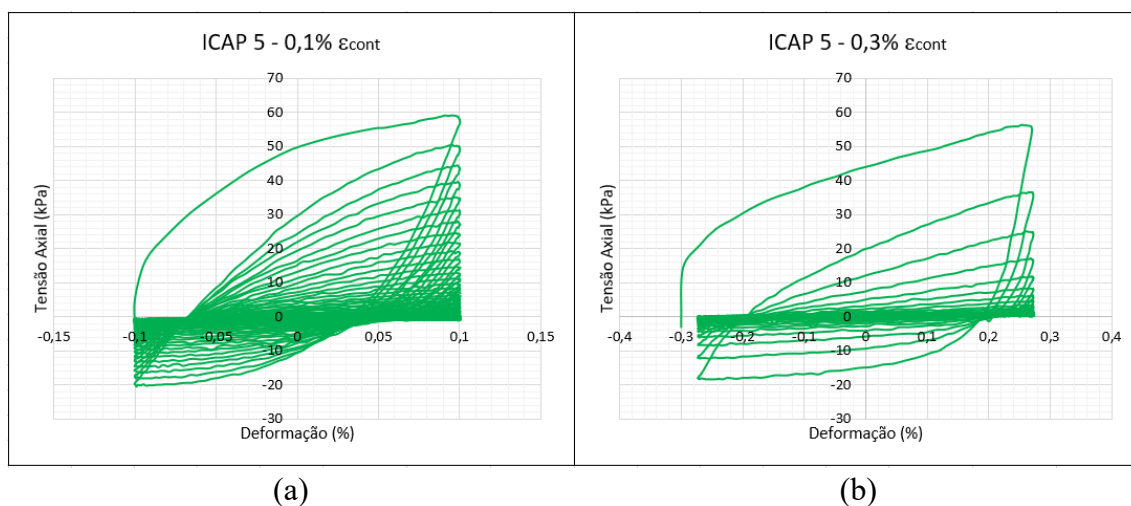
Fonte: Elaborada pelo autor

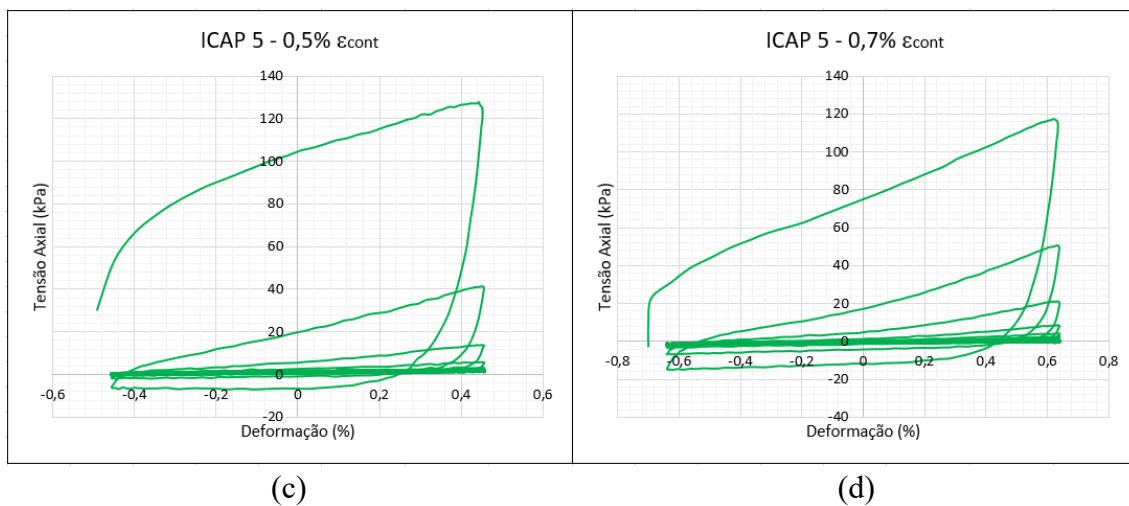
Figura 45 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra MT 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



Fonte: Elaborada pelo autor

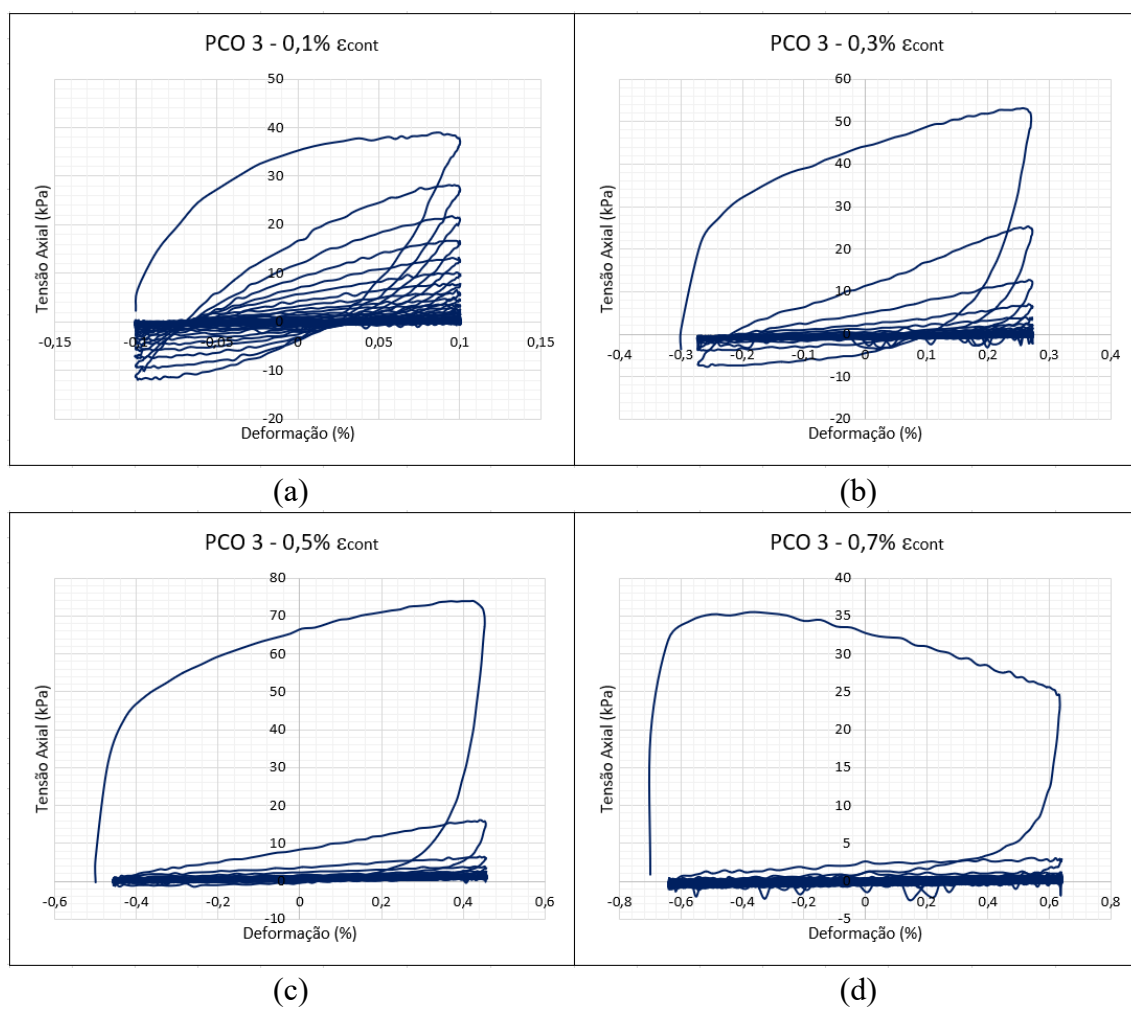
Figura 46 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra ICAP 5 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%





Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 47 – Gráficos tensão x deformação nos ensaios cíclicos na amostra PCO 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



Fonte: Elaborada pelo autor

Pelas Figuras 44 a 47 observam-se curvas com aspectos semelhantes com amplitudes de deslocamentos de 0,1%. Por outro lado, observa-se que a tensão desvio é diferente entre as amostras ensaiadas que ocorre pela diferença de constituição e estado dos solos ensaiados. Além disso, há, em cada ciclo, uma assimetria nítida do gráfico no eixo y, das tensões desvio. A assimetria decorre da rápida perda de rigidez dos corpos de prova ensaiados e que ocorre já durante o 1º ciclo de carga.

As histereses dos primeiros ciclos são mais expressivas, decaindo conforme a poropressão se aproxima do valor de tensão confinante. Assim, as leituras do eixo de tensões tendem a anular enquanto que as deformações permanecem constantes por imposição do ensaio.

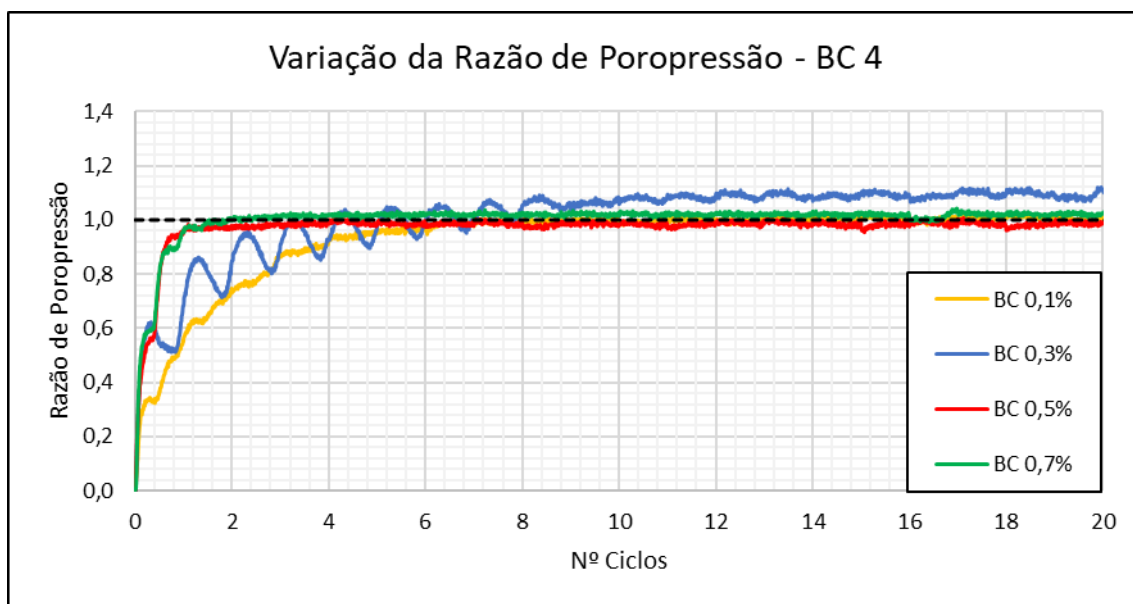
Estes resultados permitem avaliar a redução de rigidez do solo após cada ciclo com *loops* se deslocando devido a perda de resistência efetiva proveniente do acúmulo de poropressão no corpo de prova durante as ciclagens. Cabe salientar que os *loops* permitem obter parâmetros de deformabilidade de acordo com inclinação da relação tensão x deformação desenvolvidas em cada *loop*, posteriormente tratados individualmente para obtenção dos parâmetros de deformabilidade do solo.

Assim como foi observado nas análises de tensão desvio, os gráficos de tensão x deformação dos corpos de prova das amostras ensaiadas mostram semelhantes. A amostra de ICAP 5 apresentou maior resistência cíclica e, portanto, menos brusca movimentação (caimento) da relação tensão desvio x deformação (*loops*) no decorrer do ensaio, enquanto que a amostra da praia de Moitas (MT 3) apresentou quedas mais bruscas dos gráficos dos ensaios realizados.

4.4 Evolução das Poropressões

Para melhor visualização dos resultados, os gráficos razão de poropressão x número de ciclos são apresentados até o limite de 20 ciclos, haja visto que nenhum corpo de prova ensaiado indicou sinais de resistência até essa quantidade de ciclos. Ademais, os resultados são mostrados em função da razão ou taxa de poropressão cíclica (r_u) – sendo a razão entre a poropressão e a tensão confinante durante a ciclagem. A seguir, a Figura 48 mostra, concatenando os resultados obtidos dos corpos de prova da amostra BC 4.

Figura 48 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra BC 4

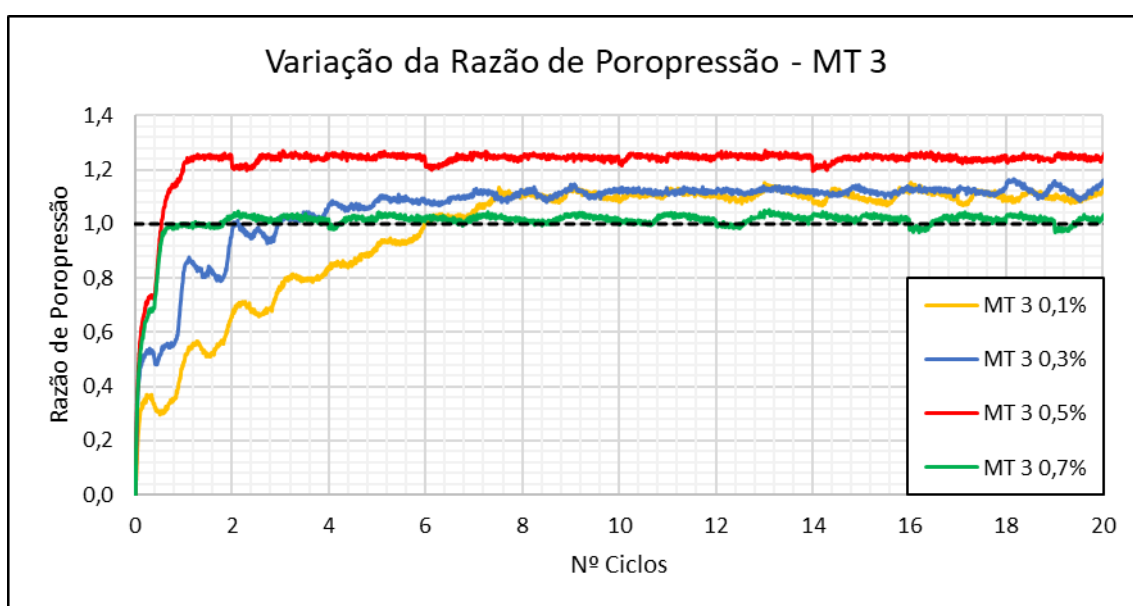


Fonte: Elaborada pelo autor

Observa-se na Figura 48 que o ensaio de 0,3% promoveu maior razão de poropressão, alcançando valor de aproximadamente 1,15 durante a ciclagem. Ademais, o mesmo ensaio desenvolveu as maiores amplitudes duplas de poropressão entre os ciclos.

A Figura 49 mostra os resultados dos ensaios realizados com corpos de prova da amostra MT 3, que foi o material que produziu maiores diferenças de variação do parâmetro de poropressão dentre os ensaios realizados.

Figura 49 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra MT 3



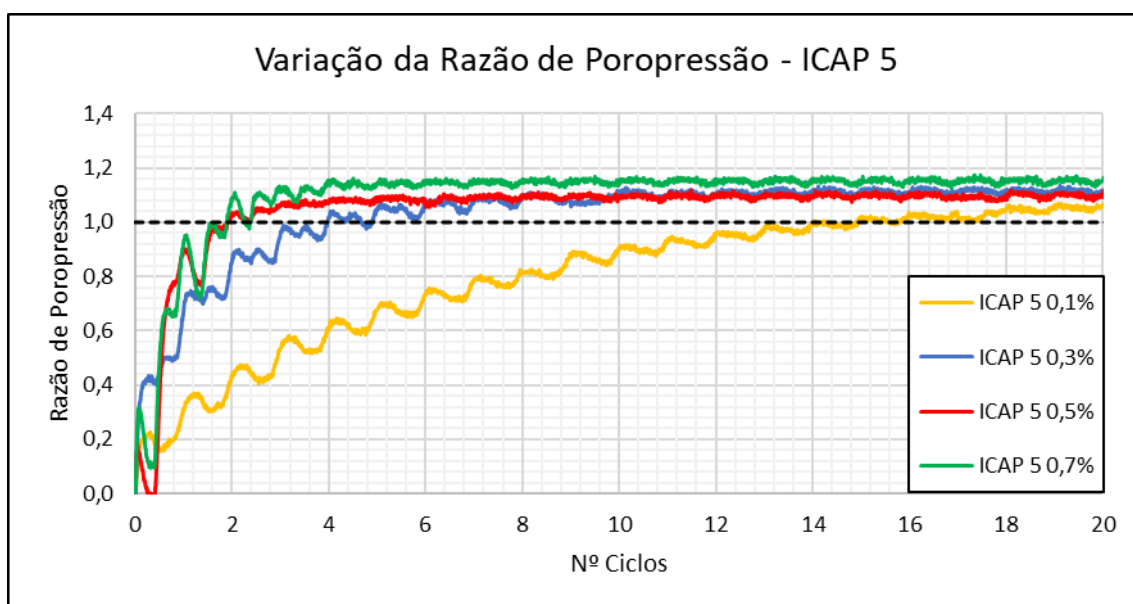
Fonte: Elaborada pelo autor

Com exceção do teste com 0,7% de amplitude de deformação controlada, todos os demais desenvolveram razão de poropressão que ultrapassaram a unidade. O valor máximo foi de 1,27 no ensaio de 0,5% de deformação. A justificativa desses resultados é a de que a granulometria de MT 3, que é a mais fina dentre as amostras ensaiadas, proporciona maiores variações de poropressão.

Vale mencionar que resultados de maiores razões de poropressão influenciam drasticamente a resistência cíclica do material, justificando a baixa resistência da amostra MT 3, sendo até menor que a da amostra da praia da Barra do Ceará (BC 4).

Acerca de ICAP 5, o resultado mais expressivo é o de 0,1%, apresentando menor taxa de variação até se atingir o valor unitário. A Figura 50 mostra os resultados nas diferentes condições de ensaio de deformação controlada.

Figura 50 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra ICAP 5

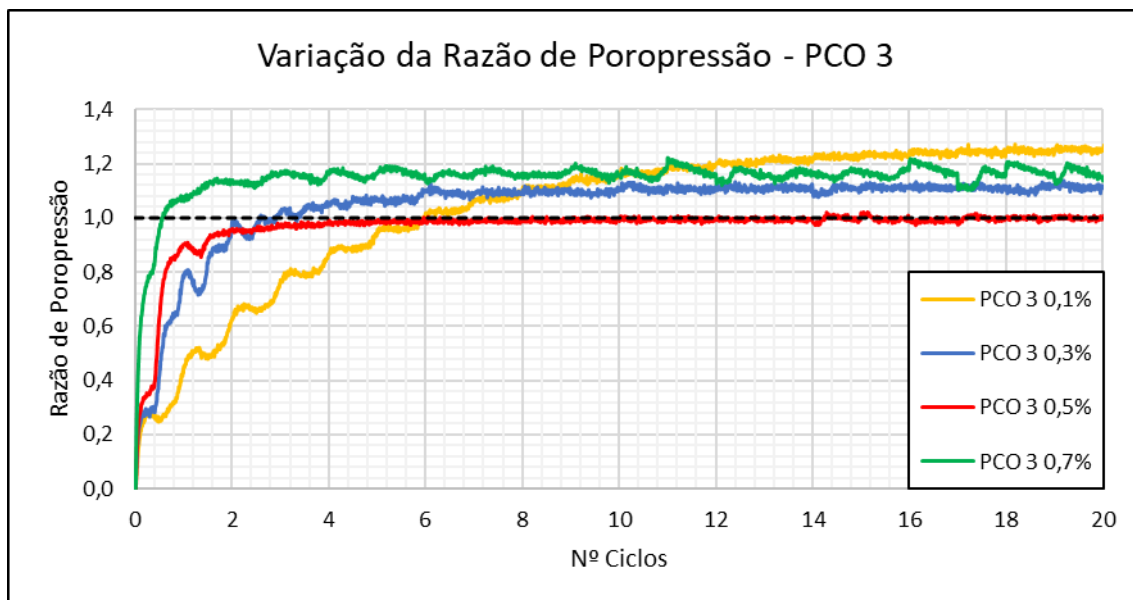


Fonte: Elaborada pelo autor

Os ensaios realizados com a amostra ICAP 5 também apresentaram desenvolvimento de razões de poropressões relativamente elevadas, com maior valor encontrado de 1,21 para maiores ciclos, no ensaio com 0,7% de deformação controlada. Tal valor não pode ser visto na Figura 51 devido a questões de escala. Ademais, dentre as amostras carbonáticas, a areia de Icapuí foi a que desenvolveu maior convergência entre os valores para maiores números de ciclos, com razão aproximada de 1,1 com o avanço da ciclagem.

Quanto aos valores obtidos ensaiando a amostra de PCO 3, também foi verificado o alcance de resultados de razão superiores aos de BC 4, desenvolvendo poropressões um pouco superiores às suas tensões de confinamento. A Figura 51 mostra os resultados obtidos com os ensaios realizados na amostra PCO 3.

Figura 51 – Gráfico de razão de poropressão x número de ciclos da amostra PCO 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Nos ensaios de PCO 3, houve o desenvolvimento da maior taxa durante a campanha de ensaios cíclicos, com máximo em 0,1% de deformação, desenvolvendo razão de 1,37 com o avanço da ciclagem. Tal valor não consta na Figura 51 por uma questão de escala, contudo foi observado durante o ciclo 54.

Esses resultados apresentados permitem verificar a coerência nos resultados para determinação da resistência cíclica dos solos deste estudo, já que é esperado que com o acréscimo da taxa de poropressão cíclica a tensão efetiva seja reduzida em mesma proporção até que se atinja tensão desvio nula.

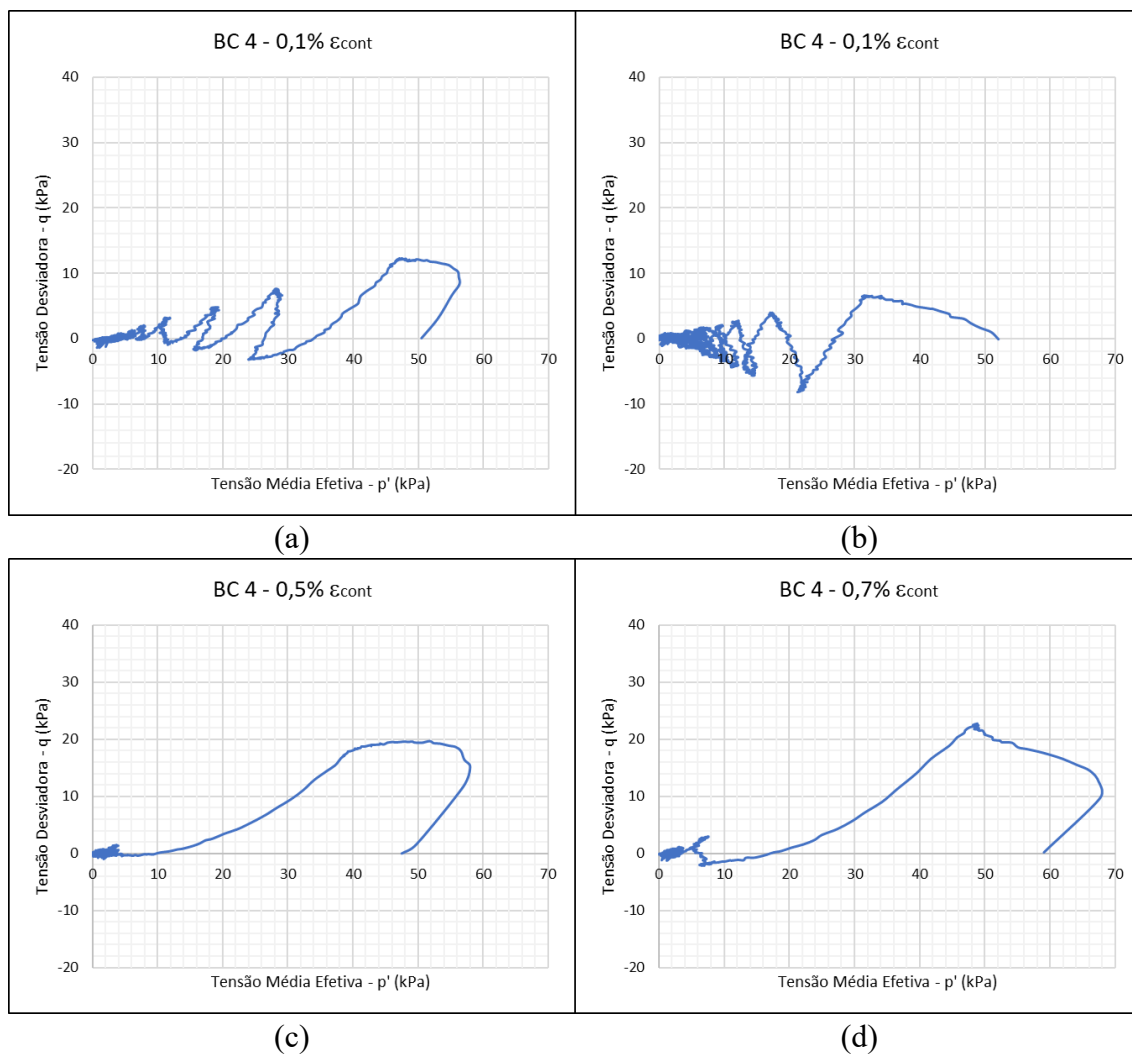
Os resultados também permitem observar preliminarmente que areias carbonáticas podem desenvolver razões de poropressões relativamente maiores que areias quartzosas. No entanto, é necessária a realização de um número maior de ensaios para melhor comprovação da influência do teor de carbonato nos resultados. Além disso, as amostras com teores maiores de CaCO_3 apresentaram maior convergência dos resultados de razão em relação a poropressão desenvolvida durante a realização dos ensaios.

4.5 Trajetórias de Tensões

As trajetórias de tensões são apresentadas, adotando os valores de tensão média efetiva (p') e a metade da tensão desviadora (q). Os resultados demonstram que boa parte dos carregamentos realizados não foram totalmente simétricos, ou seja, o gráfico não apresenta valores cíclicos espelhados, cuja justificativa é devido a degradação da rigidez do solo em decorrência das ciclagens durante o ensaio.

Acerca dos ensaios realizados em corpos de prova da amostra BC 4, para os ensaios de 0,5% e 0,7% de deformação controlada os resultados demonstram a alta suscetibilidade à liquefação, que foi atingida em poucos ciclos. A Figura 52 mostra as trajetórias desenvolvidas em cada ensaio realizado na amostra BC 4.

Figura 52 – Trajetórias de tensões da amostra BC 4 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%

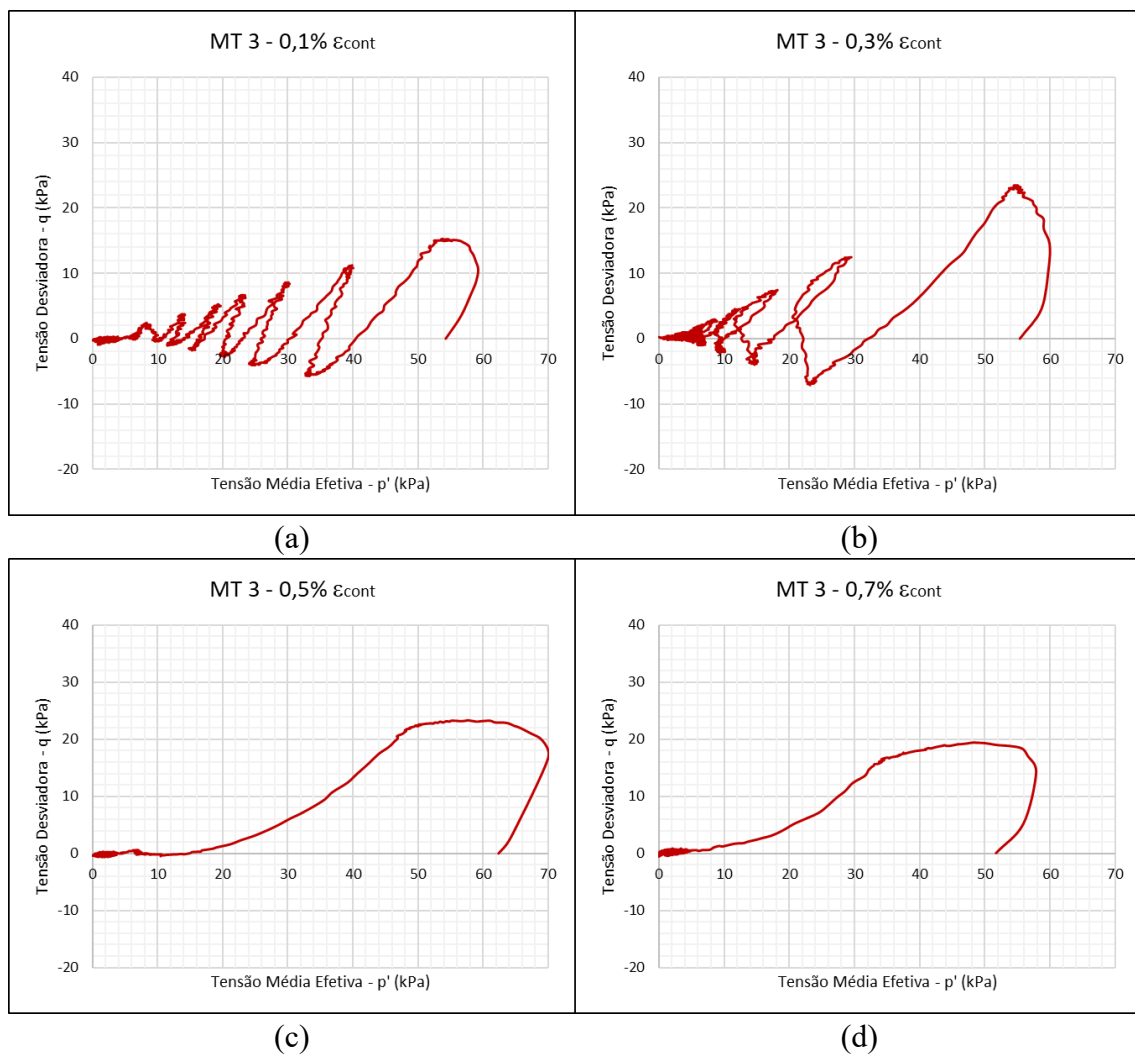


Fonte: Elaborada pelo autor

Ademais, no ensaio de 0,1% é observada uma tendência de resistência residual, sendo observada uma pequena variação de valores de q durante os ciclos finais de ensaio, indicando que a trajetória ainda não havia alcançado a origem e, portanto, existia, ainda que mínima, uma parcela de tensão efetiva. O maior valor de p' e q foram obtidos no ensaio de 0,7% sendo respectivamente 67,68 kPa e 22,84 kPa.

A Figura 53 mostra as trajetórias de tensão dos ensaios realizados nos corpos de prova da amostra MT 3.

Figura 53 – Trajetórias de tensões da amostra MT 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



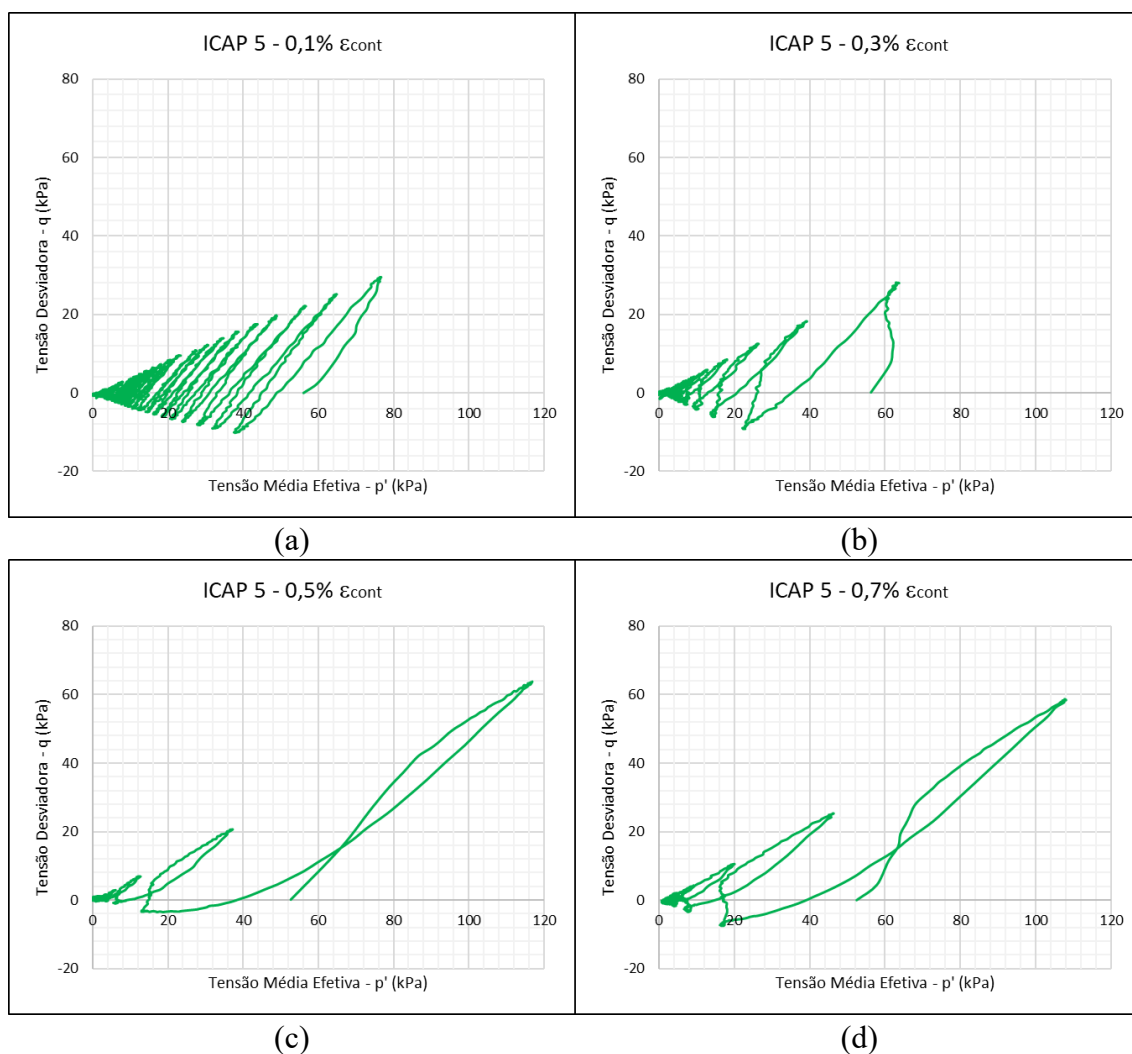
Fonte: Elaborada pelo autor

Vários resultados de ensaios realizados com corpos de prova da amostra MT 3 apresentam comportamento similares aos do material da praia da Barra do Ceará (BC 4), com trajetórias de 0,5% e 0,7% similares, como já mencionado nas análises de tensão

desvio desses materiais. Os picos de p' e q foram de 70 kPa e 23,3 kPa, respectivamente, pela trajetória fornecida do ensaio de 0,5% de deformação controlada.

Já para os corpos de prova de ICAP 5, os resultados obtidos proporcionaram curvas com formatos mais característicos, sendo ser a amostra que desenvolveu maior resistência cíclica. A seguir, a Figura 54 mostra as trajetórias obtidas para esse material.

Figura 54 – Trajetórias de tensões da amostra ICAP 5 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%

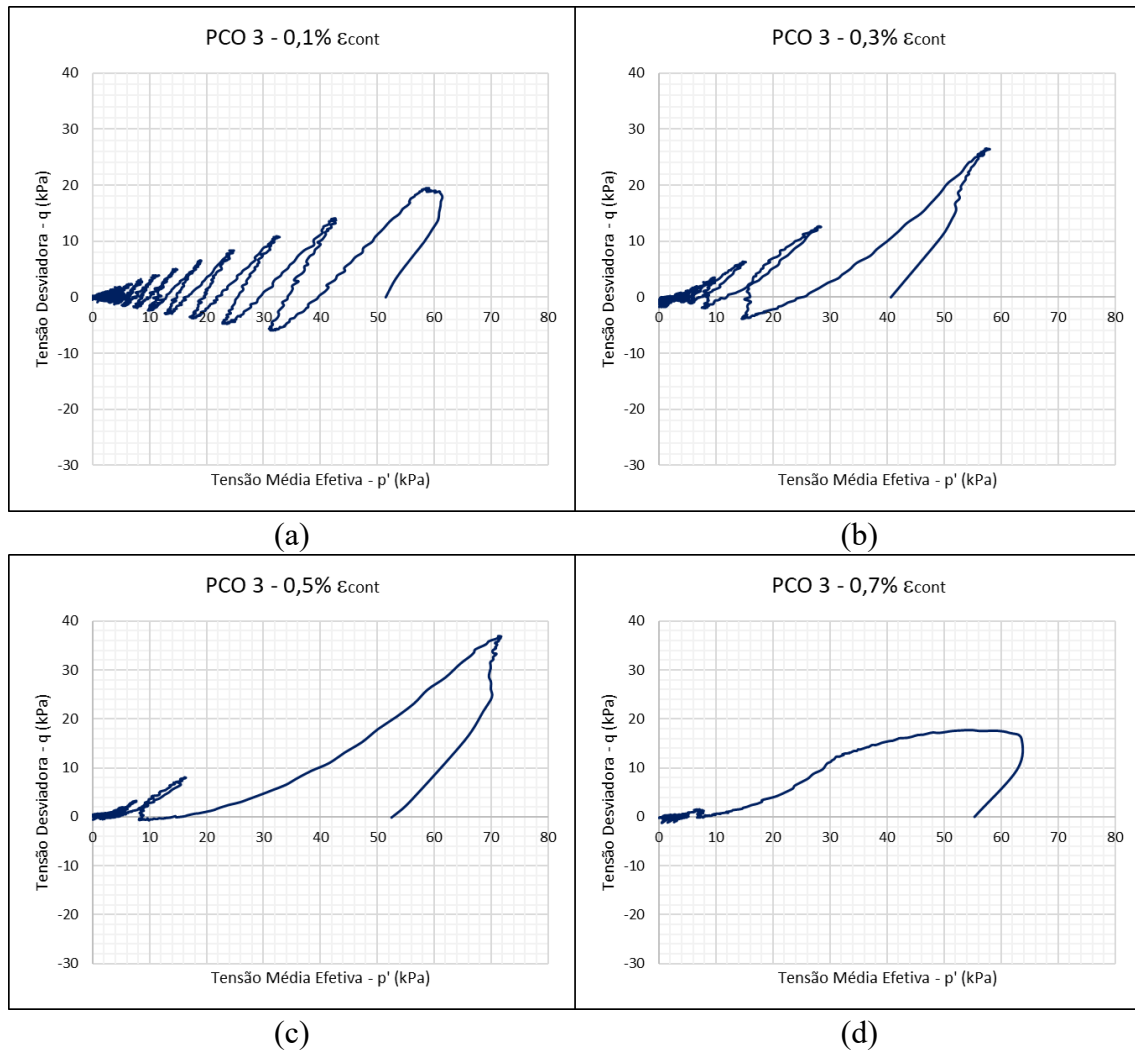


Fonte: Elaborada pelo autor

Pelos gráficos da Figura 54 observa-se que, os maiores valores registrados de p' e q foram de 116,87 kPa e 63,79 kPa, respectivamente, no ensaio de 0,5% de deformação. As trajetórias de 0,5% e 0,7% desenvolveram *loops*, ainda que pequenos, em contraste aos outros materiais já apresentados (BC 4 e MT 3).

Acerca das trajetórias do material proveniente da Plataforma Continental *Offshore* (PCO 3), os valores computados apresentam similaridades aos da praia de Icapuí e podem ser observados na Figura 55.

Figura 55 – Trajetórias de tensões da amostra PCO 3 para as deformações de (a) 0,1%, (b) 0,3%, (c) 0,5% e (d) 0,7%



Fonte: Elaborada pelo autor

Pelos gráficos da Figura 55, assim como foi verificado para ICAP 5, os corpos de prova ensaiados apresentam maior resistência cíclica, tendo em vista que os valores alcançados são superiores à amostra quartzosa (BC 4). Os picos de p' e q foram estimados em 71,77 kPa e 36,95 kPa, respectivamente, obtidos no ensaio de 0,5% de deformação.

Os resultados de 0,1% de deformação obtidos para todas as amostras apresentaram formatos típicos dos indicados pela literatura. Por outro lado, os resultados de 0,5% e 0,7% de deformação controlada apresentaram formas atípicas que são atribuídas a uma possível ruptura por liquefação estática, haja vista que em diversos casos – como nos

ensaios nas amostras BC 4 e MT 3, a ruptura foi possível de ser verificada já nos primeiros ciclos.

Comparando os valores de p e q dos ensaios, os menores valores de q foram obtidos na amostra BC 4 e os maiores na ICAP 5, apresentando valores até 179% mais elevados. Percebe-se que para as amostras bioclástica (ICAP 5 e PCO 3), ou seja, com maiores teores de carbonato, a trajetória é mais expressiva, apresentando comportamento de redução gradual menos acentuada dos valores de p' e q .

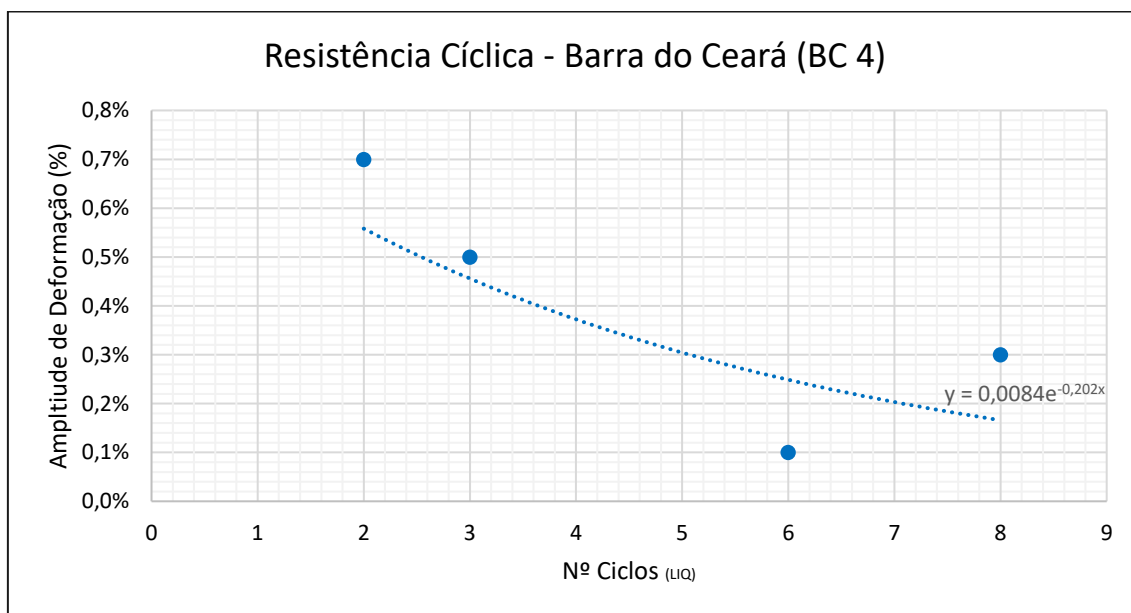
4.6 Resistência à Liquefação

Ao analisar os resultados de evolução da tensão desvio e da poropressão no decorrer dos ciclos de carga, é possível construir gráficos de resistência à liquefação ao se distribuir os valores de números de ciclos, cuja liquefação foi observada, para cada deformação imposta durante os ensaios, sendo posteriormente analisadas a partir da inserção de uma linha de tendência, neste caso exponencial.

Os números de ciclos considerado para a ocorrência da liquefação foi definido pela tensão desvio – que deveria apresentar reduções de, no mínimo, 90% do valor de pico, já que em diversos casos ainda foi constatada leitura de resistência residual – e da poropressão, por meio da obtenção da razão de poro pressão (r_u) igual a unidade.

A amostra de Barra do Ceará foi a que apresentou as maiores diferenças entre os números de ciclo, para ocorrência de liquefação, e as correspondentes deformações impostas nos ensaios. A Figura 56 mostra a relação número de ciclos de ocorrência de liquefação e a deformação imposta em cada ensaio.

Figura 56 – Resistência à liquefação da amostra BC 4



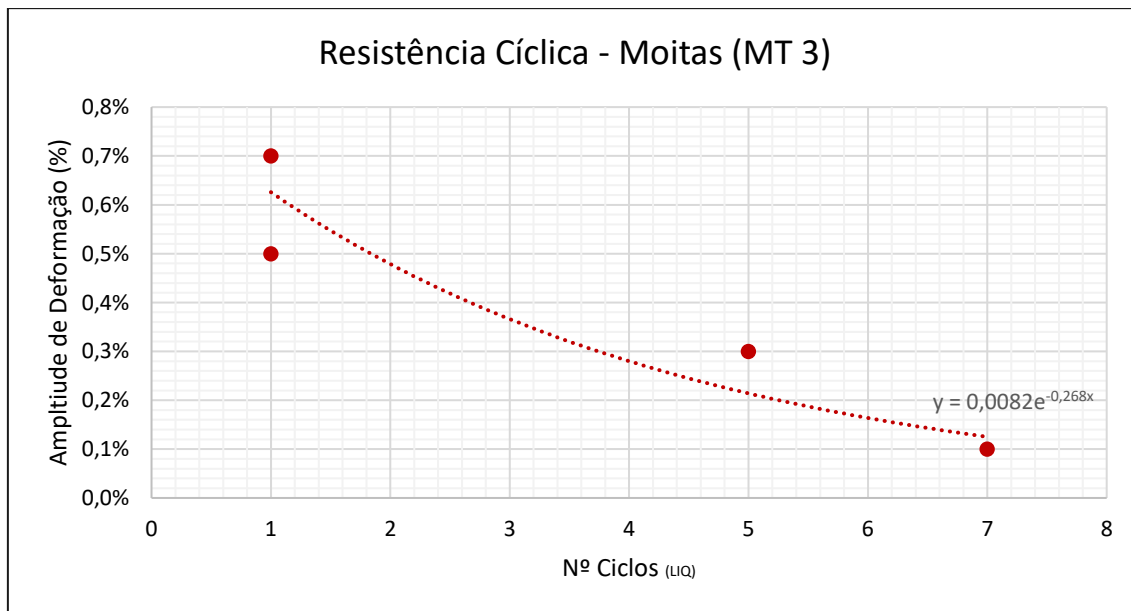
Para os corpos de provas da amostra BC 4, observa-se uma relação inversamente proporcional entre a amplitude de deformação e o número de ciclos para ocorrência da liquefação. Esse resultado está convergente com a literatura. No presente caso o número de ciclos de ocorrência de liquefação variou de 2 a 8 ciclos. Esse resultado indica que o material BC 4 tem considerável potencial de liquefazer já que, para um número de ciclos bastante baixo, foi observada a liquefação dos corpos de prova ensaiados.

No que se refere à determinação do número de ciclos para a ocorrência de liquefação, para o ensaio de 0,1% de deformação, observou-se que a razão de poropressão atingiu valor unitário, inicialmente, entre o 6º e o 7º ciclo, em convergência com o gráfico de tensão desvio, determinando em valor determinado de 6 ciclos. Para o ensaio de 0,3% de deformação, observou-se redução progressiva da tensão desvio até o 8º ciclo, determinado como o ciclo no qual foi verificada a liquefação, embora que a primeira detecção de razão de poropressão unitária tenha ocorrido no 4º ciclo.

Quanto ao ensaio de 0,5% de deformação, a razão de poropressão atingiu a unidade com 3 ciclos, embora os picos de tensão desvio sejam observados até o segundo ciclo. Dessa forma, optou-se por adotar o número de ciclos para ocorrência da liquefação no valor de 3. Por fim, situação similar foi observada no ensaio com 0,7% de deformação, porém com concordância entre os gráficos de tensão desvio e razão de poropressão ao final do segundo ciclo.

Quanto aos corpos de prova da praia de Moitas (MT 3), sua resistência cíclica demonstrou resultados inferiores aos de BC 4, embora similares. A curva de resistência é apresentada na Figura 57.

Figura 57 – Resistência à liquefação da amostra MT 3



Fonte: Elaborada pelo autor

A amostra MT 3 apresentou resultados de liquefação ocorrendo entre 1 a 7 ciclos. Esse resultado mostra que o material proveniente da praia de Moitas (MT 3) apresenta maior suscetibilidade à liquefação do que a amostra da praia da Barra do Ceará (BC 4). Observa-se também que comportamento dos resultados convergem ao que se estima conforme a literatura.

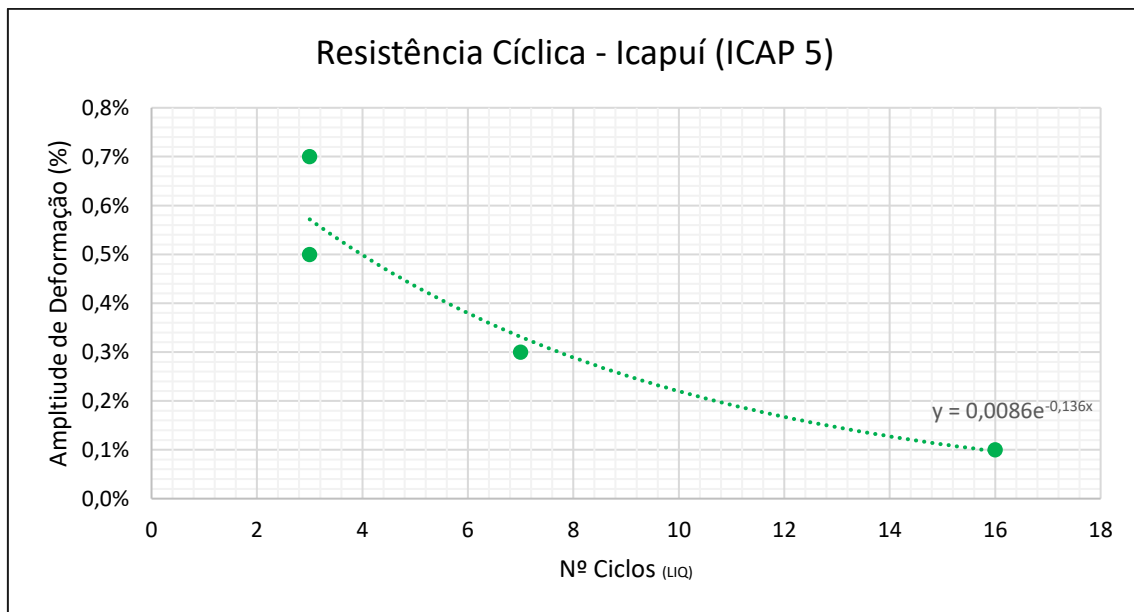
O número de ciclos correspondente à ocorrência de liquefação na amplitude de deformação de 0,1% foi estabelecido em 7 ciclos, considerando que as leituras de tensão desvio apresentaram redução acentuada até esse ponto. Observou-se, contudo, que a razão de poropressão atingiu o valor unitário já no 6º ciclo.

Para o ensaio com amplitude de deformação de 0,3%, verificou-se a primeira ocorrência de razão unitária de poropressão no 2º ciclo, com posterior redução e novo atingimento da unidade no 5º ciclo. Este último valor apresentou concordância com o comportamento observado nos gráficos de tensão desvio, sendo, portanto, adotado como 5 o número de ciclos representativo da liquefação para essa condição.

Nos ensaios com amplitudes de deformação de 0,5% e 0,7%, as curvas de tensão-desvio e de poropressão evidenciaram liquefação já no primeiro ciclo de carregamento.

Os resultados de ICAP 5 foram observados como os que apresentaram maior resistência cíclica, implicando menor suscetibilidade à liquefação, com observação de maiores números de ciclos necessários para a ocorrência do fenômeno. Na Figura 58 é mostrada resistência à liquefação dos corpos de prova ensaiados da amostra ICAP 5.

Figura 58 – Resistência à liquefação da amostra ICAP 5



Fonte: Elaborada pelo autor

Os ensaios realizados na amostra da praia de Icapuí (ICAP 5) indicam resultados mais expressivos, com número de ciclos para ocorrência de liquefação variando entre 3 a 16 ciclos. Essa diferença expressiva entre os resultados, principalmente nos ensaios com menores deformações controladas, permite verificar a menor suscetibilidade à liquefação do material, assim como permite analisar a influência do teor de CaCO_3 neste resultado.

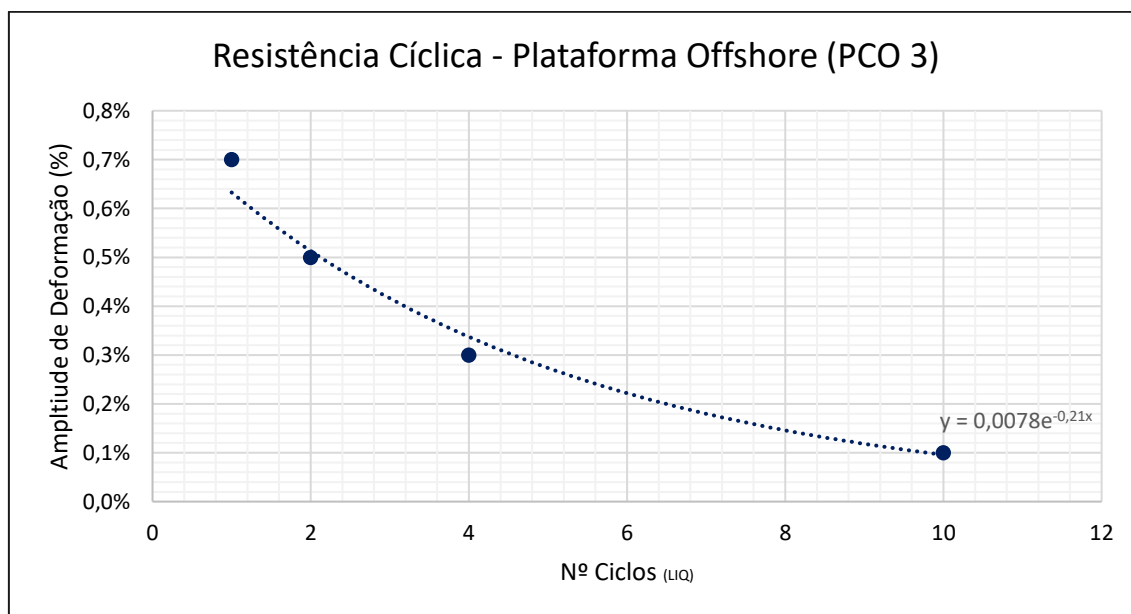
Para a elaboração do gráfico referente à amostra ICAP 5, no ensaio com amplitude de deformação de 0,1%, verificou-se que a razão de poropressão atingiu o valor unitário após 14 ciclos. Contudo, a tensão desvio manteve resistência residual significativa por um número maior de ciclos, adotando-se o valor de 16 ciclos como representativo da ocorrência da liquefação, uma vez que a partir desse ponto constatou-se redução gradativa e acentuada da tensão desvio.

No ensaio correspondente à deformação de 0,3%, foi adotado o valor de 7 ciclos como o ponto de ocorrência da liquefação, em concordância com o comportamento identificado no ensaio com 0,1% de deformação. Observou-se que a razão de poropressão unitária foi inicialmente atingida após 4 ciclos, porém a tensão desvio continuou a decrescer até se estabilizar no 7º ciclo, valor considerado mais representativo do fenômeno.

Para a amplitude de deformação de 0,5%, ambos os gráficos de poropressão e tensão desvio apresentaram concordância, indicando a ocorrência de liquefação em 3 ciclos. Já no ensaio com deformação de 0,7%, a razão de poropressão alcançou a unidade com 2 ciclos, embora a tensão desvio ainda apresentasse resistência perceptível até o 3º ciclo, valor este adotado para representar o início efetivo da liquefação.

A amostra proveniente da Plataforma Continental *Offshore* (PCO 3) foi a que apresentou maior convergência entre os números de ciclos e sua curva exponencial ajustada. O gráfico de número de ciclos para cada amplitude de deformação é apresentado na Figura 59.

Figura 59 – Resistência à liquefação da amostra PCO 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Observando a Figura 59, os resultados de números de ciclos para ocorrência de liquefação mostram que a amostra *offshore* (PCO 3) apresenta menor suscetibilidade à

liquefação em comparação à areia quartzosa de referência (BC 4). Por outro lado, é observada menor resistência cíclica quando comparada à da amostra ICAP 5.

Para a elaboração do gráfico, o resultado referente à amplitude de deformação de 0,1% foi definido em 10 ciclos, considerando que o gráfico de tensão desvio apresentou redução progressiva da resistência até esse ponto, ainda que a razão de poropressão tenha atingido o valor unitário em aproximadamente 6 ciclos. No ensaio com deformação de 0,3%, foi adotado o valor de 4 ciclos como representativo da ocorrência de liquefação, conforme o comportamento verificado pelo critério de tensão desvio, enquanto o critério de poropressão indicou a unidade de r_u após 3 ciclos. Ressalta-se que, mesmo com a obtenção de poropressão em níveis elevados, observou-se resistência residual limitada.

Para a amplitude de deformação de 0,5%, o valor de 2 ciclos foi adotado, uma vez que a tensão desvio apresentou redução abrupta nesse ponto, embora a razão de poropressão unitária tenha sido alcançada apenas próximo ao 6º ciclo. Supõe-se que essa discrepância esteja associada a possível imprecisão instrumental na aquisição dos dados de poropressão e tensão confinante efetiva. Para o ensaio com deformação de 0,7%, os gráficos de poropressão e tensão desvio apresentaram concordância, indicando ocorrência de liquefação já no primeiro ciclo de carregamento.

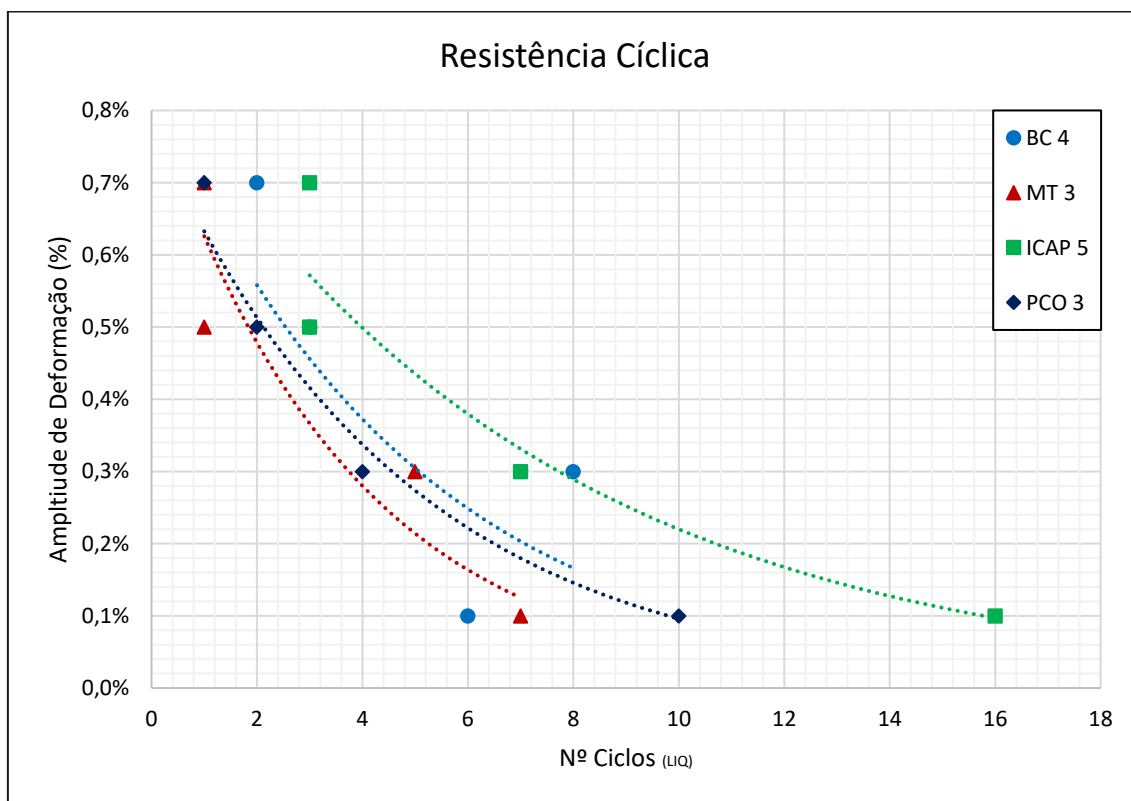
Para melhor visualização e comparação entre os resultados dos ensaios cíclicos para avaliação do potencial de liquefação, todos os valores de números de ciclos para cada amplitude de deformação ensaiada são apresentados mediante Tabela 12, assim como todas as curvas são unificadas na Figura 60.

Tabela 12 – Números de ciclos determinados para ocorrência de liquefação nos ensaios cíclicos realizados

Amplitude de Deformação	Nº de ciclos para liquefação (N_{LIQ})			
	BC 4	MT 3	ICAP 5	PCO 3
0,1%	6	7	16	10
0,3%	8	5	7	4
0,5%	3	1	3	2
0,7%	2	1	3	1

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 60 – Resistência cíclica das amostras ensaiadas



Fonte: Elaborada pelo autor

Analisando o gráfico, para uma mesma faixa de deformação, constata-se que a amostra que apresentou maior quantidade de ciclos para atingir ruptura, e consequentemente maior resistência cíclica, ou seja, com menor potencial de liquefazer, foi a amostra de Icapuí, que contém 85,98% de teor de CaCO_3 em sua composição, sendo, portanto, classificada como bioclástica.

Para a menor faixa de deformação do estudo, essa sendo de 0,1%, foi observado aumento de resistência cíclica (número de ciclos para liquefazer) de aproximadamente 167% entre as amostras de Icapuí e da Barra do Ceará. Quando se compara as amostras com os valores extremos de teor de carbonato – BC 4 (9,18% de CaCO_3) e PCO 3 (92,03% de CaCO_3) – na mesma faixa de 0,1% de deformação controlada, a amostra PCO 3 é maior em 67%. Ao comparar entre si as amostras bioclástica, no caso ICAP 5 e PCO 3, a amostra de Icapuí é 60% mais resistente.

Embora que as diferenças se tornam menores para deformações mais elevadas, ainda assim observa-se que a influência do teor de carbonato de cálcio nas amostras promovem maior resistência cíclica ao solo. Nos ensaios na amostra BC para 0,3% de

deformação controlada, observa-se uma tendencia divergente dos resultados das outras deformações.

Com o aumento da amplitude de deformação, observa-se uma convergência no número de ciclos para liquefazer. Além disso, todos os resultados apresentaram baixíssimas resistências para amplitudes de deformações de 0,7%.

Os resultados obtidos permitem verificar que em pequenas amplitudes de deformações o teor de carbonato no solo influencia na resistência cíclica. Entretanto, a variação granulométrica entre as amostras ensaiadas justifica os resultados da amostra MT 3 serem inferiores à amostra BC 4, haja vista que a amostra arenosa proveniente da praia de Moitas (MT 3) contém maior teor de areia fina, essa sendo naturalmente mais suscetível à liquefação.

4.7 Degradação da Rigidez do Solo

Apesar de não ser um objetivo dos ensaios de suscetibilidade à liquefação, os ensaios cíclicos desenvolvidos com deformação controlada permitem avaliar, preliminarmente, a degradação da rigidez do solo, essa por meio do índice de degradação do solo (δ) de acordo com a redução do módulo de cisalhamento (G) durante a ciclagem.

A norma ASTM D3999 (2012) sugere a elaboração e tratamento das histereses de cada carga, ou nível de deformação, para os ciclos de 1 a 5, 10, 20 e 40, sendo acrescentados, nas análises, os valores para 80 e 100 ciclos também para melhor visualização dos resultados. Para o cálculo dos módulos de cisalhamento, foi considerado para todos os solos o valor de coeficiente de Poisson (ν) de 0,3, que é um valor típico de areias.

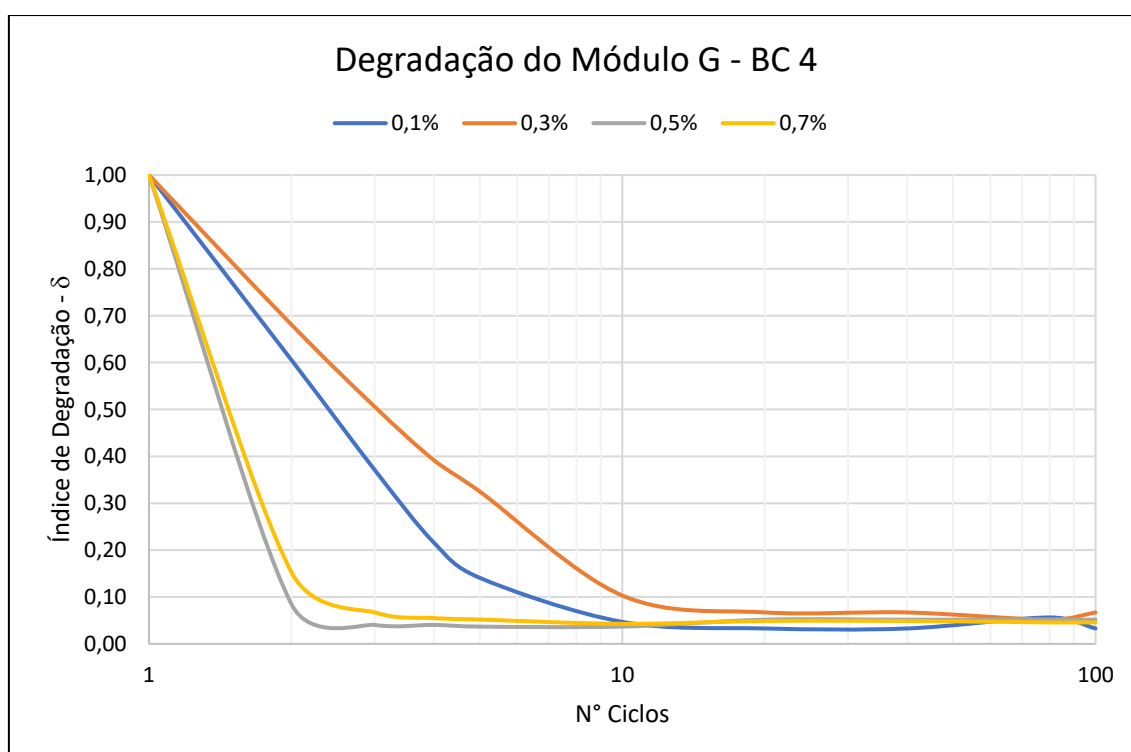
A amostra BC 4 proporcionou a construção de 4 curvas, todas elas com variações de redução (degradação) bastante acentuadas em torno dos 5 primeiros ciclos estabilizando após aproximadamente 10 ciclos. É possível observar esse comportamento por meio da Tabela 13 e o gráfico de degradação pela Figura 61.

Tabela 13 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em BC 4

Ciclo	$\varepsilon = 0,1\%$		$\varepsilon = 0,3\%$		$\varepsilon = 0,5\%$		$\varepsilon = 0,7\%$	
	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ
1	5,929	1,00	1,984	1,00	1,661	1,00	1,428	1,00
2	3,591	0,61	1,351	0,68	0,141	0,08	0,218	0,15
3	2,198	0,37	1,003	0,51	0,067	0,04	0,096	0,07
4	1,280	0,22	0,777	0,39	0,067	0,04	0,078	0,05
5	0,835	0,14	0,645	0,32	0,061	0,04	0,074	0,05
10	0,278	0,05	0,205	0,10	0,061	0,04	0,061	0,04
20	0,195	0,03	0,133	0,07	0,086	0,05	0,070	0,05
40	0,195	0,03	0,133	0,07	0,086	0,05	0,070	0,05
80	0,334	0,06	0,102	0,05	0,086	0,05	0,065	0,05
100	0,195	0,03	0,133	0,07	0,086	0,05	0,065	0,05

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 61 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra BC 4



Fonte: Elaborada pelo autor

Pelas curvas de degradação, mostradas na Figura 61, observa-se que a redução mais acentuada ocorreu para 0,5% de amplitude de deformação, e o menor valor

registrado foi para o ensaio de 0,7% com módulo cisalhante de 0,061 MPa após 10 ciclos. Com essa quantidade de ciclos, todos os corpos de prova já apresentaram degradações iguais ou superiores a 90%. Foi observado ainda que foi observado uma estabilização do módulo cisalhante com valor entre 0,086 MPa e 0,133 MPa, representando cerca de 5% de valor residual, demonstra ainda pequena rigidez após ruptura por liquefação.

Observa-se ainda que o ensaio de 0,3% foi o que apresentou a menor degradação dentre os ensaios da amostra BC 4, verificada na redução menos expressiva do módulo de deformação cisalhante durante o processo de ruptura por ciclagem.

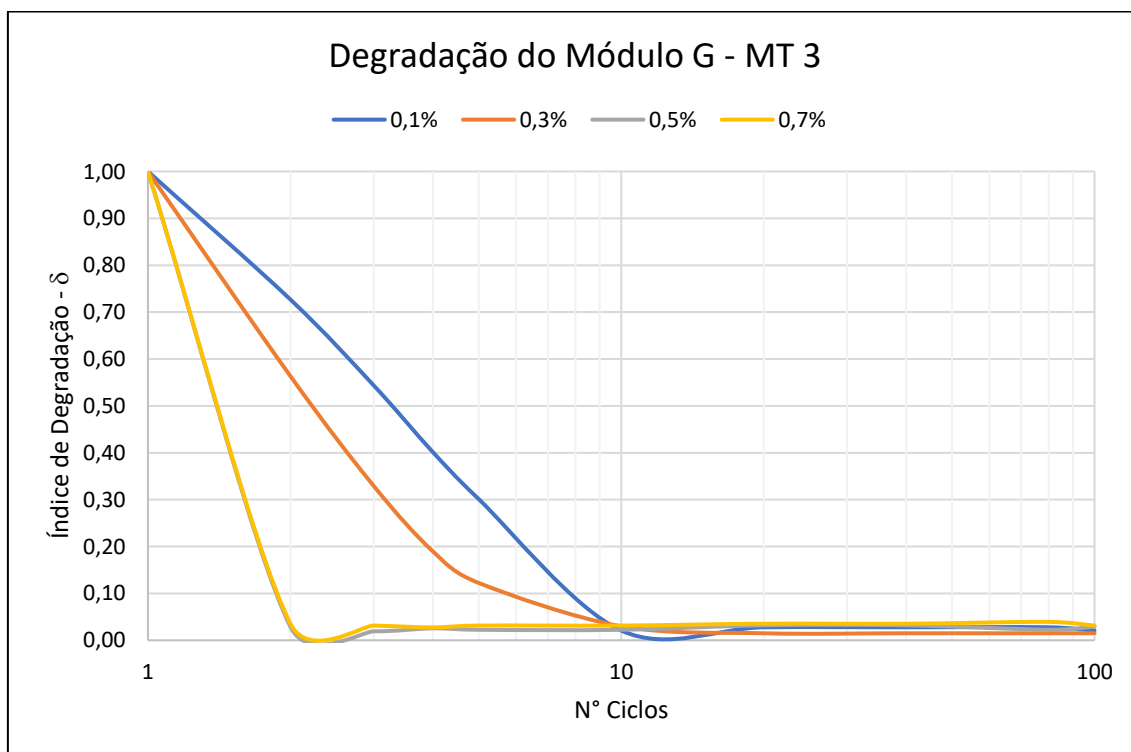
No caso da amostra proveniente da praia de Moitas (MT 3), verificou-se uma degradação mais acelerada do parâmetro de deformabilidade cisalhante. Conforme a campanha experimental, a convergência dos resultados foi atingida em aproximadamente 10 ciclos. A variação do módulo de deformação cisalhante (G) da amostra MT 3 encontra-se apresentada na Tabela 14, contendo os valores calculados, e ilustrada graficamente na Figura 62, que expressa o comportamento de degradação ao longo dos ciclos aplicados.

Tabela 14 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em MT 3

Ciclo	$\epsilon = 0,1\%$		$\epsilon = 0,3\%$		$\epsilon = 0,5\%$		$\epsilon = 0,7\%$	
	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ
1	8,040	1,00	4,104	1,00	1,913	1,00	1,111	1,00
2	5,844	0,73	2,312	0,56	0,055	0,03	0,039	0,04
3	4,370	0,54	1,351	0,33	0,037	0,02	0,035	0,03
4	3,227	0,40	0,778	0,19	0,049	0,03	0,031	0,03
5	2,420	0,30	0,502	0,12	0,043	0,02	0,035	0,03
10	0,167	0,02	0,123	0,03	0,043	0,02	0,035	0,03
20	0,223	0,03	0,061	0,01	0,061	0,03	0,039	0,04
40	0,223	0,03	0,061	0,01	0,061	0,03	0,039	0,04
80	0,223	0,03	0,061	0,01	0,043	0,02	0,044	0,04
100	0,167	0,02	0,061	0,01	0,055	0,03	0,035	0,03

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 62 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra MT 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Analisando os resultados, o menor valor do módulo cisalhante calculado durante a execução dos ensaios foi de 0,031 MPa, correspondente ao quarto ciclo sob amplitude de deformação de 0,7%. Após a conclusão das ciclagens, os módulos cisalhantes variaram entre 0,167 MPa e 0,035 MPa, evidenciando degradações próximas a 99% em todos os casos avaliados. O ensaio conduzido com amplitude de deformação de 0,1% apresentou o maior valor de rigidez inicial, com módulo cisalhante de 8,04 MPa.

Verificou-se que os ensaios realizados com amplitudes de deformação de 0,5% e 0,7% apresentaram comportamentos de degradação similares, com redução superior a 95% do módulo cisalhante já a partir do primeiro ciclo aplicado. Vale ressaltar que, excetuando-se o ensaio com 0,3% de deformação, os corpos de prova exibiram uma pequena recuperação de rigidez após o ponto de mínima resistência, gerando uma concavidade característica nas curvas de degradação em função do número de ciclos.

Os resultados referentes à amostra ICAP 5 demonstraram maior discrepância entre as taxas de degradação associadas às diferentes amplitudes de deformação, com convergência das curvas observada por volta do 11º ciclo. Ademais, essa amostra apresentou os maiores valores de módulo cisalhante dentre as analisadas. Esses resultados

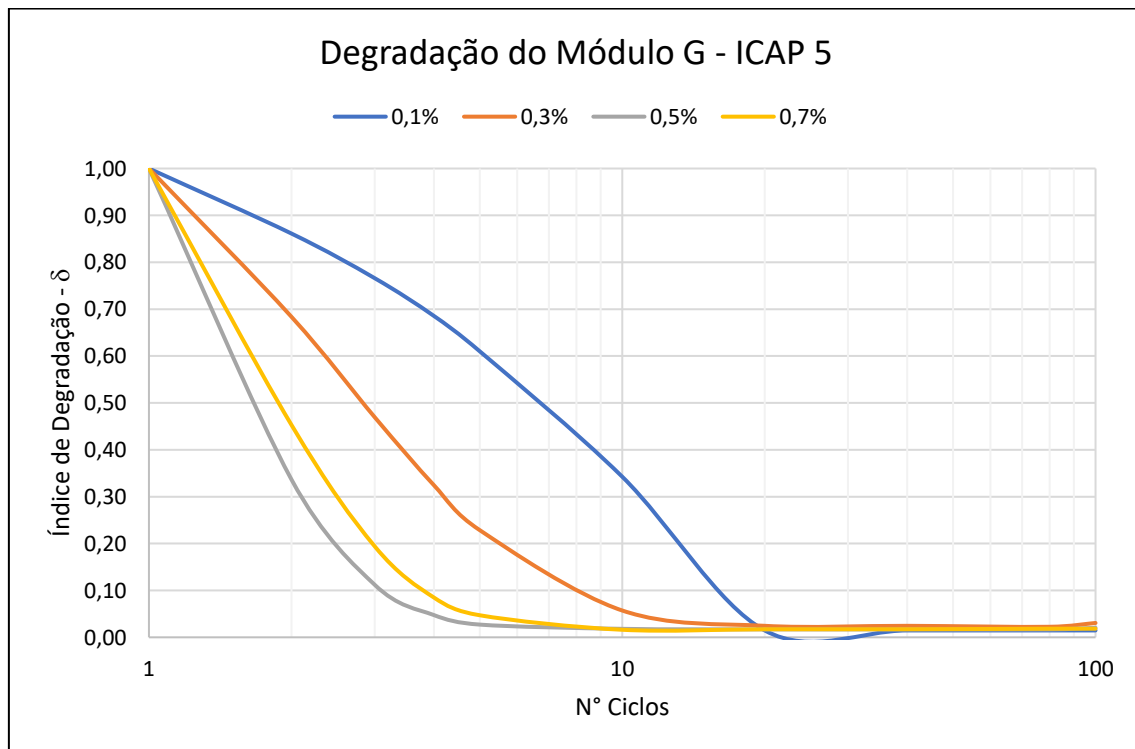
podem ser consultados na Tabela 15, que apresenta os valores de G calculados, e na Figura 63, que ilustra graficamente o comportamento de degradação ao longo da ciclagem.

Tabela 15 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em ICAP 5

Ciclo	$\varepsilon = 0,1\%$		$\varepsilon = 0,3\%$		$\varepsilon = 0,5\%$		$\varepsilon = 0,7\%$	
	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ
1	15,185	1,00	5,012	1,00	5,412	1,00	3,800	1,00
2	13,078	0,86	3,427	0,68	1,823	0,34	1,722	0,45
3	11,631	0,77	2,352	0,47	0,606	0,11	0,737	0,19
4	10,410	0,69	1,627	0,32	0,257	0,05	0,323	0,08
5	9,263	0,61	1,146	0,23	0,147	0,03	0,179	0,05
10	5,201	0,34	0,286	0,06	0,098	0,02	0,061	0,02
20	0,223	0,01	0,123	0,02	0,092	0,02	0,065	0,02
40	0,223	0,01	0,123	0,02	0,092	0,02	0,065	0,02
80	0,223	0,01	0,113	0,02	0,092	0,02	0,070	0,02
100	0,223	0,01	0,153	0,03	0,110	0,02	0,070	0,02

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 63 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra ICAP 5



Fonte: Elaborada pelo autor

A Tabela 16 evidencia que o maior valor do módulo cisalhante foi obtido no primeiro ciclo do ensaio com amplitude de deformação de 0,1%, atingindo 15,185 MPa. Os valores residuais de G variaram entre 0,223 MPa e 0,070 MPa, correspondendo a uma degradação aproximada de 98% em relação ao valor inicial. O menor módulo cisalhante registrado foi de 0,061 MPa observado para a amplitude de 0,7% após 10 ciclos.

A degradação mais acentuada ocorreu no ensaio conduzido com 0,5% de amplitude de deformação, apresentando comportamento análogo ao verificado na amostra BC 4. Nos ensaios com maiores amplitudes de deformação, a estabilização do processo de degradação foi atingida após uma redução superior a 95% do módulo inicial, com tendência à estabilização em poucos ciclos. Por outro lado, o ensaio com amplitude de deformação de 0,1% apresentou convergência dos valores de G após aproximadamente 11 ciclos, exibindo também uma concavidade característica nas curvas de degradação.

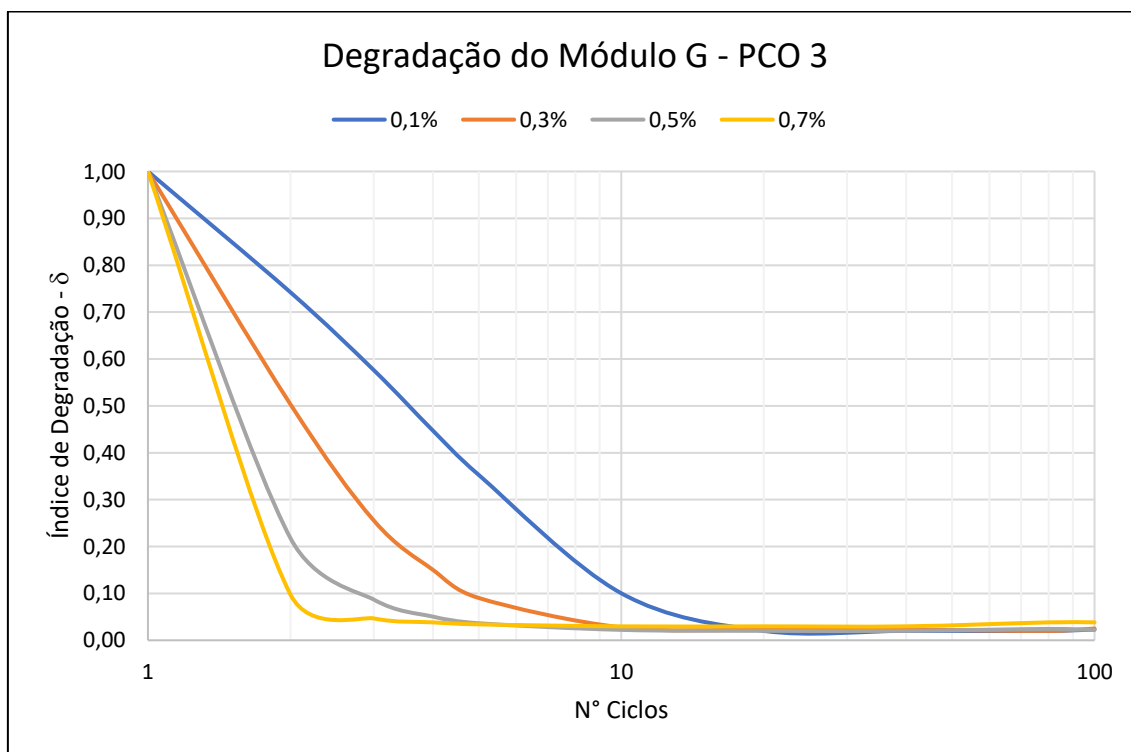
Acerca da amostra PCO 3, observou-se um comportamento de degradação semelhante ao da amostra de Icapuí (ICAP 5). A estabilização das curvas de degradação ocorreu igualmente em torno do 11º ciclo. Os resultados obtidos acerca da degradação da rigidez estão apresentados na Tabela 16, enquanto a Figura 64 ilustra graficamente a evolução do índice de degradação em função do número de ciclos aplicados.

Tabela 16 – Módulos cisalhantes e índices de degradação dos ensaios em PCO 3

Ciclo	$\epsilon = 0,1\%$		$\epsilon = 0,3\%$		$\epsilon = 0,5\%$		$\epsilon = 0,7\%$	
	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ	G (MPa)	δ
1	9,707	1,00	4,084	1,00	3,029	1,00	1,028	1,00
2	7,206	0,74	2,056	0,50	0,660	0,22	0,100	0,10
3	5,593	0,58	1,044	0,26	0,263	0,09	0,048	0,05
4	4,342	0,45	0,614	0,15	0,153	0,05	0,039	0,04
5	3,423	0,35	0,368	0,09	0,110	0,04	0,035	0,03
10	0,974	0,10	0,112	0,03	0,067	0,02	0,031	0,03
20	0,195	0,02	0,092	0,02	0,061	0,02	0,031	0,03
40	0,195	0,02	0,092	0,02	0,061	0,02	0,031	0,03
80	0,195	0,02	0,082	0,02	0,073	0,02	0,039	0,04
100	0,223	0,02	0,102	0,03	0,067	0,02	0,039	0,04

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 64 – Perfil de degradação do módulo de cisalhamento da amostra PCO 3



Fonte: Elaborada pelo autor

A análise dos resultados indica que no ensaio de 0,1% de deformação controlada, durante o primeiro ciclo foi determinado módulo cisalhante máximo de 9,707 MPa. Após 11 ciclos de carregamento cíclico, os valores de G estabilizaram entre 0,223 MPa e 0,039 MPa, correspondendo a degradações da ordem de 97% em relação ao módulo inicial de cada ensaio. O menor valor de módulo cisalhante obtido foi de 0,031 MPa, registrado para a amplitude de deformação de 0,7% após 10 ciclos.

A degradação mais expressiva foi observada no ensaio com 0,7% de deformação controlada, que apresentou redução superior a 90% já no primeiro ciclo, enquanto que o ensaio de 0,1% registrou apenas 15% de degradação na mesma etapa.

Os resultados demonstram que, para as condições analisadas, os ensaios com 0,7% de deformação não apresentam relevância adicional, uma vez que o comportamento mecânico observado é análogo ao verificado nos ensaios conduzidos com deformação cíclica de 0,5%. Esse resultado indica que amplitudes de deformação superiores tendem apenas a acelerar a degradação sem alterar significativamente o padrão da resposta.

Entre as amostras avaliadas, a amostra proveniente da praia de Icapuí (ICAP 5) apresentou a menor taxa de degradação de rigidez em todas as amplitudes de deformação,

enquanto a amostra da praia de Moitas (MT 3) exibiu as maiores taxas de degradação, confirmando o comportamento mais vulnerável à liquefação.

De modo geral, verificou-se a tendência segundo a qual menores amplitudes de deformação resultam em curvas de degradação mais suaves e em maiores valores máximos de módulo cisalhante (G). Entretanto, observou-se que os ensaios de 0,5% referentes às amostras ICAP 5 e BC 4 apresentaram degradações ligeiramente mais abruptas que aquelas registradas para 0,7%.

Considerando que os resultados se referem a módulos cisalhantes obtidos para amplitudes entre 0,1% e 0,7%, não foi possível estimar adequadamente o módulo cisalhante máximo. Em todos os ensaios, constatou-se redução imediata da rigidez logo após o primeiro ciclo, indicando que o material apresenta comportamento predominantemente degradante desde o início da aplicação da carga cíclica.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Considerações Finais

Inicialmente, as granulometrias das amostras foram classificadas como pertencentes a faixas de alto risco de suscetibilidade à liquefação conforme as faixas granulométricas propostas por Tsuchida (1970), sendo a amostra MT 3 identificada como a de granulometria mais fina, enquanto a amostra BC 4 apresentou a granulometria mais grossa entre as analisadas. Em todos os casos, verificou-se a necessidade de estudos complementares de suscetibilidade, uma vez que as distribuições granulométricas foram delimitadas em faixas de risco para a ocorrência de liquefação.

Os resultados obtidos indicam que os materiais com maiores teores de carbonato de cálcio (CaCO_3) apresentaram resistência à liquefação significativamente superior àquela observada na amostra quartzosa de referência (BC 4), que possui apenas 9% de CaCO_3 em sua composição. Entre as amostras analisadas, a ICAP 5, coletada na praia de Icapuí, demonstrou a maior resistência cíclica, seguida pela amostra proveniente da plataforma continental cearense (PCO 3). Já a amostra da praia de Moitas (MT 3) apresentou comportamento semelhante ao da Barra do Ceará (BC 4), com pequenas variações de desempenho.

Com relação à tensão desvio, verificou-se que as amostras com maior teor carbonático desenvolveram valores mais elevados, o que se traduziu na necessidade de um maior número de ciclos para a ocorrência do fenômeno de liquefação. Quando comparadas à amostra BC 4, as amostras ICAP 5 e PCO 3 apresentaram incrementos de até 189% e 64%, respectivamente, na tensão desvio máxima registrada.

As curvas tensão-deformação corroboram essas observações, exibindo *loops* de histerese com reduções graduais de inclinação ao longo da ciclagem para todas as amplitudes de 0,1% de deformação controlada. Destaca-se que a amostra ICAP 5 apresentou *loops* menos horizontalizados e com dissipação de energia mais controlada, indicando maior resistência cíclica, enquanto a amostra MT 3 apresentou comportamento oposto, com maior deformabilidade e menor rigidez residual.

As análises de poropressão cíclica evidenciaram que as areias carbonáticas desenvolveram razões de poropressão superiores às observadas nas areias quartzosas.

Conforme ilustrado nas curvas de razão de poropressão x número de ciclos, as amostras MT 3, ICAP 5 e PCO 3 alcançaram taxas de poropressões cíclicas superiores a 1,1 nos ciclos finais, enquanto a amostra BC 4 apresentou estabilização próxima da unidade, indicando menor acúmulo de poropressão e conseqüente menor suscetibilidade à liquefação completa.

No tocante às trajetórias de tensões, observou-se que as amostras com maiores teores de CaCO_3 exibiram formas típicas, coerentes para esse tipo de ensaio. Os valores máximos de q confirmaram essa tendência, sendo os menores valores observados para BC 4 e os maiores para ICAP 5, com incrementos de até 179% em relação à amostra de referência.

Quanto aos resultados de resistência à liquefação, a amostra ICAP 5 apresentou o melhor desempenho, seguida de PCO 3, com pequenas diferenças entre ambas. Nos ensaios com amplitude de deformação controlada de 0,1%, a amostra ICAP 5 desenvolveu resistência cíclica cerca de 167% superior à BC 4, enquanto a PCO 3 apresentou incremento de aproximadamente 67%. Observou-se, contudo, que esse aumento relativo de resistência tende a diminuir com o acréscimo da deformação aplicada.

As curvas de degradação do módulo cisalhante (G) indicaram que a areia de Icapuí (ICAP 5) apresentou menores taxas de degradação de rigidez em todas as amplitudes de deformação, enquanto a amostra da praia de Moitas (MT 3) revelou maior suscetibilidade à degradação cíclica.

No que se refere às amplitudes de deformação, verificou-se que, para as condições analisadas, a amplitude de deformação controlada de 0,5% resultou na ocorrência de liquefação em menos de três ciclos de carregamento. Assim, a amplitude de 0,7% mostrou-se inadequada para o presente estudo, uma vez que o fenômeno de liquefação se manifesta de forma semelhante à observada para 0,5%, ou até mesmo em caráter quase estático, com ruptura ocorrendo já no primeiro ciclo. Além disso, para a campanha experimental conduzida, a amplitude de deformação de 0,5% demonstrou-se suficiente para mobilizar os maiores picos de tensão desvio, apresentando comportamento mais estável e representativo das condições de sollicitação cíclica consideradas.

Em síntese, os resultados permitem concluir que as amostras com maiores teores carbonáticos apresentaram maior resistência cíclica e menor degradação do módulo

cisalhante, comportamento intimamente relacionado à presença de CaCO_3 em sua constituição.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Em função das limitações experimentais e do prazo disponível para a execução desta pesquisa, recomenda-se ampliar o estudo para diferentes amplitudes de deformações. Além disso, também realizar ensaios de carga controlada para comparação com os resultados obtidos nesta pesquisa, de modo a aprofundar a compreensão do comportamento cíclico dos materiais analisados e avaliar a convergência ou as discrepâncias entre os resultados obtidos sob condições de deformação controlada e de carga controlada.

Além disso, sugere-se verificar a influência da mudança de valores de frequência, parâmetro B e de densidade relativa no comportamento cíclico dos solos estudados. Todos esses elencados são amplamente reconhecidos na literatura como fatores influenciadores na resistência cíclica.

Sugere-se ainda determinar valores do módulo cisalhante máximo ($G_{\text{máx}}$) com uso de *bender elements* e a realização de um número de ensaios triaxiais cíclicos de deformação controlada mais representativo e com amplitudes de deformação mais amplas. Essa abordagem possibilitaria a caracterização mais precisa da evolução do módulo cisalhante e da rigidez residual ao longo das ciclagens.

Adicionalmente, propõe-se a investigação da influência do teor de carbonato de cálcio (CaCO_3), ampliando a faixa de teores estudados. Uma alternativa metodológica consiste em reduzir artificialmente o teor carbonático de amostras naturalmente ricas em CaCO_3 , por meio da inserção controlada de ácido, de forma a avaliar, em uma mesma amostra, o efeito direto da diminuição progressiva do conteúdo carbonático sobre a resistência cíclica e o comportamento pós-liquefação. Essa estratégia permitiria isolar o efeito mineralógico do carbonato e compreender com maior precisão a contribuição da cimentação carbonática para a resistência e rigidez do solo sob carregamento cíclico.

REFERÊNCIAS

- ABREU, Ênio José Andrade. **Estudo das condições de liquefação da areia de Coimbra em triaxial estático e cíclico**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2012.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3999 – 11**: Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2012. 16 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5311 – 13**: Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2013. 15 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D8296 – 19**: Standard test method for consolidated undrained cyclic direct simple shear test under constant volume with load control or displacement control. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2019. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018. 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16840**: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16843**: Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020. 20 p.
- BARROS, José Maria de Camargo; HACHICH, Waldemar. Fundações sujeitas a esforços dinâmicos. *In*: HACHICH, W.; *et al* (ed.). **Fundações: teorias e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 10. p. 409-442.
- BHATTACHARYA, Subhamoy. **Design of foundations for offshore wind turbines**. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons Ltd, 2019. 371 p.
- BEDIN, Jucélia. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. **Géotechnique**, [S.L.], v. 35, n. 2, p. 99-112, jun. 1985. Emerald. DOI:10.1680/geot.1985.35.2.99.
- BISHOP, A. W.; GREEN, G. E.; GARGA, V. K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J. D. A new

ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. **Geotechnique**, [S.L.], v. 21, n. 4, p. 273-328, dez. 1971. Emerald. DOI: 10.1680/geot.1971.21.4.273.

BOULANGER, Ross W.; IDRIS, I. M. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 132, n. 11, p. 1413-1426, nov. 2006. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413).

CASAGRANDE, Arthur. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. **Journal Of The Boston Society Of Civil Engineers**, v. 23, n. 1, p. 13-32, 1936.

CASAGRANDE, Arthur. **Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review**. Cambridge: Harvard University, 1979. 27 p. (Harvard Soil Mechanics Series 88). Reprinted (with corrections).

CASTRO, Gonzalo. **Liquefaction of sands**. Cambridge: Harvard University, 1969. 127 p. (Harvard Soil Mechanics Series 81).

CASTRO, Gonzalo; POULOS, Steve J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. **Journal Of The Geotechnical Engineering Division**, [S.L.], v. 103, n. 6, p. 501-516, jun. 1977. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/ajgeb6.0000433.

CASTRO, Leandro Vida Pinheiro de. **Avaliação do comportamento do nível d'água em barragem de contenção de rejeito alteada a montante**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

CAVALCANTI, Mariana Bezerra Vieira Costa. **Impacto da consideração do teor de finos na avaliação da suscetibilidade à liquefação através de ensaios in situ SPT, CPT e geofísicos**. 2021. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2021

COELHO, Arthur Santos; SANDRONI, Sandro Salvador; SAYÃO, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. Avaliação da resistência à liquefação estática da areia de Camboinhas. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2020, Campinas. **Anais do XX COBRAMSEG**. Campinas: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2020, p. 3312-3319. DOI: 10.4322/coqramseg.2022.0416.

COELHO, Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo. **In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations**. 2007. Tese (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – University of Cambridge, Cambridge, 2007. DOI: 10.17863/CAM.19161.

DASH, H. K.; SITHARAM, T. G. Effect of frequency of cyclic loading on liquefaction and dynamic properties of saturated sand. **International Journal Of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 10, n. 5, p. 487-492, 17 maio 2016. Informa UK Limited. DOI: 10.1080/19386362.2016.1171951.

DAVIES, Michael; MCROBERTS, Ed; MARTIN, Todd. Static liquefaction of tailings: fundamentals and case histories. *In: Tailing Dams 2002*, 2002, Las Vegas. **Tailing Dams 2002 Proceedings**. Las Vegas: ASDSO/USCOLD, 2002.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 093/94**: Solos – determinação da densidade real, norma rodoviária, método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

D'HYPPOLITO, Lays Cristina Barcelos de Souza. **Análise de risco de liquefação aplicada a barragens de rejeitos**. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC–Rio, Pontífice Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

DIAS, G. T. M. Classificação de sedimentos marinhos, proposta de representação em cartas sedimentológicas. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA*, 39., 1996, Salvador. **Anais eletrônicos [...]**. Salvador: Sociedade Brasileira de Geologia (SBG), 1996. p. 423-426.

DOBRY, R.; LADD, R.S; YOKEL, F.Y.; CHUNG, R.M.; POWELL, D. **Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method**. Washington: National Bureau of Standards, 1982. 150 p. (NBS Building Science Series 138).

DU, Saizhao; CHIAN, Siau Chen. Cyclic response of liquefiable sand under stress-controlled and strain-controlled triaxial testing. *In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 16., 2015, Edinburgh. **Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development**. Edinburgh: Institution of Civil Engineering, 2015. p. 2135-2140. DOI: 10.1680/ecsmge.60678.

ELGHORAIBY, Mohamed A.; PARK, Hanna; MANZARI, Majid T. Stress-strain behavior and liquefaction strength characteristics of Ottawa F65 sand. **Soil Dynamics And Earthquake Engineering**, [S.L.], v. 138, nov. 2020, 106292. Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.soildyn.2020.106292.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1998-5**: Eurocode 8 – design of structures for earthquake resistance, part 5 – foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Bruxelas, 2004.

FENG, T. G., ZHANG, L. M. Experimental study on effect of vibration frequency on dynamic behaviors of saturated loose sands. **Journal of Water Resources and Architectural Engineering**, v. 11, n. 3, p. 11-14, 2013.

FONSECA, Antônio Viana da. Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada. *In: Geotecnia*, [S.L.], n. 128, p. 03-35, 21 jul. 2013. Coimbra University Press. DOI: 10.14195/2184-8394_128_1.

FONSECA, Marco André Gonçalves. **Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefacção de areias dunares num sismo**

em Argel. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2009.

FREIRE NETO, João Pimenta. **Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade**. 2009. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

GENS, Antonio. Hydraulic fills with special focus on liquefaction. *In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 17., 2019, Reykjavik. **Proceedings of the XVII ECSMGE-2019**. Reykjavik: Icelandic Geotechnical Society, 2019. p. 52-82. DOI: 10.32075/17ECSMGE-2019-1108.

GILBERT, Paul A. **Case histories of liquefaction failures**. Miscellaneous Paper S-76-4. Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 1976. 24 p.

GILBERT, Paul A. **Investigation of density variation in triaxial test specimens of cohesionless soil subjected to cyclic and monotonic loading**. Technical Report GL-84-10. Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 1984. 100 p.

GRATCHEV, Ivan B.; SASSA, Kyoji; OSIPOV, Victor I.; SOKOLOV, Viatcheslav N. The liquefaction of clayey soils under cyclic loading. **Engineering Geology**, [S.L.], v. 86, n. 1, p. 70-84, jul. 2006. Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.enggeo.2006.04.006.

HARDIN, Bobby O.; DRNEVICH, Vincent P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (Terzaghi lecture). **Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division**, [S.L.], v. 98, n. 6, p. 603-624, jun. 1972. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/jsfeaq.0001756.

HAZEN, A. A study of the slip in the Calaveras dam. **Engineering News Record**, v. 81, n. 26, pp. 1158-1164. 1918.

IDRISS, I. M.; BOULANGER, R. W. **Soil liquefaction during earthquakes**. 2. ed. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 2008. 262 p.

IDRISS, Izzat M.; DOBRY, Ricardo; SINGH, Ram D. Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. **Journal Of The Geotechnical Engineering Division**, [S.L.], v. 104, n. 12, p. 1427-1447, dez. 1978. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/ajgeb6.0000727

ISHIHARA, Kenji; LI, Sang-II. Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 12, n. 2, p. 19-39, jun. 1972. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.12.19.

ISHIHARA, Kenji; TRONCOSO, Jorge; KAWASE, Yasuhiro; TAKAHASHI, Yoshiki. Cyclic strength characteristics of tailings materials. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 20, n. 4, p. 127-142, dez. 1980. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.20.4_127.

ISHIHARA, Kenji; TRONCOSO, Jorge; KAWASE, Yasuhiro; TAKAHASHI, Yoshiki.

Cyclic strength characteristics of tailings materials. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 20, n. 4, p. 127-142, dez. 1980. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.20.4_127.

ISHIHARA, Kenji; YASUDA, Susumu. Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 15, n. 1, p. 45-59, mar. 1975. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.15.45.

JEFFERIES, Mike; BEEN, Ken. **Soil liquefaction: a critical state approach**. 2. ed. Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2016. 690 p. DOI: 10.1201/b19114.

KAZAMA, Motori; YAMAGUCHI, Akira; YANAGISAWA, Eiji. Liquefaction resistance from a ductility viewpoint. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 40, n. 6, p. 47-60, dez. 2000. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf.40.6_47.

KIYOTA, Takashi; SATO, Takeshi; KOSEKI, Junichi; ABADIMARAND, Mohammad. Behavior of liquefied sands under extremely large strain levels in cyclic torsional shear tests. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 48, n. 5, p. 727-739, out. 2008. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf.48.727.

KOPPEJAN, A. W.; VAN WAMELEN, B. M.; WEINBERG, L. J. H. Coastal flow slides in the Dutch province of Zeeland. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Rotterdam: International Society For Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, 1948. v. 5, p. 89-96.

KRAMER, Steven L. **Geotechnical earthquake engineering**. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1996. 653 p.

LADD, R. S. Preparing test specimens using undercompaction. **Geotechnical Testing Journal**, [S.L.], v. 1, n. 1, p. 16-23, 1 mar. 1978. ASTM International. DOI: 10.1520/gtj10364j.

LUNA, Ronaldo; JADI, Houda. Determination of dynamic soil properties using geophysical methods. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF GEOPHYSICAL AND NDT METHODOLOGIES TO TRANSPORTATION FACILITIES AND INFRASTRUCTURE, 1., 2000, St. Louis. **Proceedings [...]**. St. Louis: Transportation Research Board (TRB), 2000.

MAIA DE ALMEIDA, Narelle; FREIRE, George Satander Sá; MORAIS, Jader Onofre de; XIMENES NETO, Antonio Rodrigues; ABREU NETO, João Capistrano de; PESSOA, Paulo Roberto Silva; FERRO, Isabelly Maria Maia; PINHEIRO, Lidriana de Souza. Plataforma continental do Ceará. *In*: VITAL, Helenice; DIAS, Marcelo Sperle; BASTOS, Alex Cardoso (org.). **Plataforma Continental Brasileira**: Estados do Espírito Santo e Ceará. Rio de Janeiro: P2GM, 2021. Cap. 2. p. 71-121. (II).

MAITHILI, K. L. A discussion of liquefaction mitigation methods. **International Research Journal Of Engineering And Technology**, [S.L.], v. 4, n. 12, p. 1830-1833, dez. 2017.

MORGENSTERN, Norbert R.; VICK, Steven G.; VIOTTI, Cássio B.; WATTS, Bryan D. **Fundão tailings dam review panel: report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam.** 2016. 76 p. Disponível em: <https://www.resolutionmineeis.us/sites/default/files/references/fundao-2016.pdf>. Acesso em: 28 mar. 2025

MUHAMMAD, Kashif. **Case history – based analysis of liquefaction in sloping ground.** 2012. Tese (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 2012.

MULILIS, John Paul; CHAN, Clarence K.; SEED, Harry Bolton. **The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands.** UCB/EERC Report 75-18. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, 1975. 276 p.

NONG, Zhenzhen; PARK, Sung-Sik; JEONG, Sueng-Won; LEE, Dong-Eun. Effect of cyclic loading frequency on liquefaction prediction of sand. **Applied Sciences**, [S.L.], v. 10, n. 13, p. 4502, 29 jun. 2020. MDPI AG. DOI: 10.3390/app10134502.

PACHECO, Roberto Lorenzo Rodríguez. Static liquefaction in tailings dam and flow failure. *In: SEMINARIO RIESGOS GEOTÉCNICOS*, 2018, Madrid, Spain. **Proceedings [...]**. Madrid: Universidad Complutense de Madrid (UCM), 2018. 11 p.

PEACOCK, William H.; SEED, H. Bolton. Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. **Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division**, [S.L.], v. 94, n. 3, p. 689-708, maio 1968. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/jsfeaq.0001135.

PEREIRA, Eleonardo Lucas. **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 354 p.

POULOS, Steve J.; CASTRO, Gonzalo; FRANCE, John W. Liquefaction evaluation procedure. **Journal Of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 111, n. 6, p. 772-792, jun. 1985. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/(asce)0733-9410(1985)111:6(772).

RAFAEL, Herbert Miguel Angel Maturano; ROMANEL, Celso. Potencial de liquefação estática no alteamento de uma barragem de rejeito. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 17., 2014, Goiânia. **Anais do XVII COBRAMSEG**. Goiânia: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2014.

RAUCH, Alan F. **EPOLLS: an empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes.** 1997. Tese (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 1997.

ROBERTSON, Peter Kay. **In-situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment**. 1982. Tese (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 1982. DOI: 10.14288/1.0062963

ROBERTSON, Peter Kay. Design considerations for liquefaction. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 13., 1994, New Delhi. **Proc. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)**. New Delhi: International Society For Soil Mechanics And Geotechnical Engineering (ISSMGE), 1994. p. 185-188.

ROBERTSON, Peter K.; MELO, Lucas de; WILLIAMS, David J.; WILSON, G. Ward. **Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão dam I**. 2019. 71 p. Disponível em: <https://bdrblinvestigationstacc.z15.web.core.windows.net/assets/Feijao-Dam-I-Expert-Panel-Report-ENG.pdf>. Acesso em: 28 mar. 2025.

SÁ, Marcela Rocha Tortureli de. **Ensaio de cisalhamento simples (DSS) cíclico na argila mole de Sarapui II**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

SAADA, A. S.; TOWNSEND, F. C. State of the art: laboratory strength testing of soils. **Laboratory Shear Strength Of Soil**, [S.L.], West Conshohocken: ASTM International, 1981. p. 7–77. DOI: 10.1520/stp28744s.

SANTOS JUNIOR, Mauro Pio dos; BRANDÃO, Hugo Assis; GALHARDO, Guilherme de Mattos; TEIXEIRA, Gean Lopes. Análise da suscetibilidade à liquefação estática por meio de ensaios de campo e de laboratório. *In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS*, 32., 2019, Salvador. **Anais do XXXII Seminário Nacional de Grandes Barragens**. Salvador: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), 2019.

SAYAO, Alberto S. F. J. **Behaviour of sand under general stress paths in the hollow cylinder torsional device**. 1989. Tese (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 1989. DOI: 10.14288/1.0062539

SCHEFFER, Leandro. **Desenvolvimento e aplicação do cone sísmico**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SEED, H. Bolton. Landslides during earthquakes due to soil liquefaction. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [S.L.], v. 94, n. 5, p. 1053-1122, set. 1968. American Society of Civil Engineers (ASCE).

SEED, H. Bolton. Design problems in soil liquefaction. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 113, n. 8, p. 827-845, ago. 1987. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:8(827).

SEED, H. Bolton; IDRIS, Izzat M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [S.L.], v. 97, n. 9, p. 1249-1273, set. 1971. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/JSFEAQ.0001662.

SEED, H. Bolton; IDRIS, I. M.; MAKDISI, F.; BANERJEE, N. **Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses**. Report No. EERC 75-29. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1975. 9 p.

SHINDE, Ninad Sanjeev; KUMAR, Jyant. Assessing the liquefaction potential of a sand specimen by using resonant column test. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, [S.L.], v. 159, p. 107343, ago. 2022. Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.soildyn.2022.107343.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, [S.L.], v. 4, n. 4, p. 143-147, dez. 1954. Emerald. DOI: 10.1680/geot.1954.4.4.143.

SILVA, Gabriel Gomes. **Estudo de vibrações induzidas por linhas férreas**. 2017. Dissertação (Mestrado em Modelagem e Otimização) – Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização, Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2017.

SILVA, José Daniel Jales. **Suscetibilidade à liquefação dinâmica de uma areia eólica pura e estabilizada com resíduo de polimento de porcelanato e cal**. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2023.

SILVA, W. J. **Soil response to earthquake ground motion**: final report. EPRI Report NP-5747. Palo Alto: Electric Power Research Institute, 1988.

SILVER, Marshall L.; PARK, Ted K. Liquefaction potential evaluated from cyclic strain-controlled properties tests on sands. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 16, n. 3, p. 51-65, set. 1976. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.16.3_51.

SILVER, Marshall L.; SEED, H. Bolton. Volume changes in sands during cyclic loading. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [S.L.], v. 97, n. 9, p. 1171-1182, set. 1971. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/JSFEAQ.0001658.

SITHARAM, T. G.; RAVISHANKAR, B. V.; PATIL, S. M. Liquefaction and pore water pressure generation in sand: cyclic strain controlled triaxial tests. **International Journal of Geotechnical Earthquake Engineering**, [S.L.], v. 3, n. 1, p. 57-85, jun. 2012.

SIVATHAYALAN, S.; MANMATHARAJAN, V.; LOGESWARAN, P. Hollow cylinder torsional shear tests to evaluate the role of principal stress directions on cyclic resistance. *In*: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 14., 2011, Toronto. **Conference Proceedings: 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference : 64th Canadian Geotechnical Conference and 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Toronto: Canadian Geotechnical Society (CGS), 2011.

TATSUOKA, Fumio; TOKI, Shosuke; MIURA, Seiichi; KATO, Hiroyuki; OKAMOTO, Masahiro; YAMADA, Shin-Ichi; YASUDA, Susumu; TANIZAWA, Fusao. Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. **Soils And Foundations**, [S.L.], v. 26, n. 3, p. 99-116, set. 1986. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.26.3_99.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, Gholamreza. **Soil mechanics in engineering practice**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996. 512 p.

TORI, Shosuke; TATSUOKA, Fumio; MIURA, Seiichi; YOSHIMI, Yoshiaki; YASUDA, Susumu; MAKIHARA, Yorio. Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 26, n. 3, p. 117-128, set. 1986. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.26.3_117.

TOWNSEND, F. C. A review of factors affecting cyclic triaxial tests. **Dynamic Geotechnical Testing**, [S.L.], p. 356-383, 1 jan. 1978. ASTM International 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959. DOI: 10.1520/STP35686S.

TRAN, K. H.; IMANZADEH, S.; TAIBI, S.; SOULI, H.; FLEUREAU, J. M.; HATTAB, M. Effect of saturation on liquefaction potential and residual strength: laboratory investigation. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, [S.L.], v. 26, n. 15, p. 7480-7502, 15 nov. 2021. Informa UK Limited. DOI: 10.1080/19648189.2021.1999333.

TSUCHIDA, H. Prediction and countermeasure against liquefaction in sand deposits. *In: SEMINAR OF THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE*, 1970. **Proc. Seminar of the Port and Harbour Research Institute**. Ministry of Transport, 1970. p. 1-33.

VAID, Y. P.; SAYAO, A.; HOU, Enhuang; NEGUSSEY, D. Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder torsional apparatus. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 27, n. 5, p. 601-616, 1 out. 1990. Canadian Science Publishing. DOI: 10.1139/t90-075.

VUCETIC, M; DOBRY, R. Cyclic triaxial strain-controlled testing of liquefiable sands. **Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**, [S.L.], West Conshohocken, PA: ASTM International, 1988. p. 475-485. DOI: 10.1520/STP29093S.

VUCETIC, Mladen; DOBRY, Ricardo. Effect of soil plasticity on cyclic response. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 117, n. 1, p. 89-107, jan. 1991. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89)

YARMOHAMMADI, Farbod; ZIOTOPOULOU, Katherina; LONTZETIDIS, Kostas. Effect of train-induced ground vibrations on liquefiable soils. **Lecture Notes in Civil Engineering**, [S.L.], p. 83-90, 18 out. 2024. Springer Nature Singapore. DOI: 10.1007/978-981-97-8233-8_9.

YASUDA, S.; YOSHIDA, N.; MASUDA, T.; NAGASE, H.; KIKU, H. Stress-strain relationships of sand after liquefaction. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON*

RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, 3., 1995, St. Louis. **Proceedings Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**. St Louis, 2010. v. 1, p. 295-298.

YOSHIMI, Yoshiaki; OH-OKA, Hiroshi. Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand. **Soils and Foundations**, [S.L.], v. 15, n. 3, p. 27-40, set. 1975. Elsevier BV. DOI: 10.3208/sandf1972.15.3_27.

ZHANG, S.; ZHANG, Y.; ZHANG, L.; LIU, C. Influence of confining pressure and vibration frequency on the liquefaction strength of the saturated gravel sand. **Journal of Xinjiang Agricultural University**, Xinjiang, v. 38, n. 1, p. 68-71, 2015.

ZHU, Zhehao; ZHANG, Feng; PENG, Qingyun; DUPLA, Jean-Claude; CANOU, Jean; CUMUNEL, Gwendal; FOERSTER, Evelyne. Effect of the loading frequency on the sand liquefaction behaviour in cyclic triaxial tests. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, [S.L.], v. 147, p. 106779, ago. 2021. Elsevier BV. DOI: 10.1016/j.soildyn.2021.106779.