



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

FELIPE OSCAR PINTO BARROSO

**PROPOSTA DE CORRELAÇÕES PARA O MÓDULO CISALHANTE E DE
AMORTECIMENTO DE SOLOS ARENOSOS**

FORTALEZA

2022

FELIPE OSCAR PINTO BARROSO

PROPOSTA DE CORRELAÇÕES PARA O MÓDULO CISALHANTE E DE
AMORTECIMENTO DE SOLOS ARENOSOS

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. Alfran Sampaio Moura

FORTALEZA

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

B285p Barroso, Felipe Oscar Pinto.

Proposta de Correlações para o Módulo Cisalhante e de Amortecimento de Solos Arenosos / Felipe Oscar Pinto Barroso. – 2022.

110 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2022.

Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

1. Areia Carbonática. 2. Regressão Linear Múltipla. 3. Parâmetros Dinâmicos. 4. Liquefação. 5. Aerogeradores. I. Título.

CDD 624.15

FELIPE OSCAR PINTO BARROSO

PROPOSTA DE CORRELAÇÕES PARA O MÓDULO CISALHANTE E DE
AMORTECIMENTO DE SOLOS ARENOSOS

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. Alfran Sampaio Moura

Aprovado em: __/__/____

BANCA EXAMINADORA

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

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

Prof. Dr. Lucas Feitosa de Albuquerque Lima Babadopulos
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Erinaldo Hilario Cavalcante
Universidade Federal de Sergipe (UFS)

Aos meus pais, Jorge e Terezinha, por
todo o amor e dedicação.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por ter me dado sabedoria, oportunidade e força sem as quais eu não poderia realizar este trabalho.

À minha família, pelo amor incondicional, pela educação e pelo amparo durante todos momentos da minha vida.

Ao meu orientador, Alfran Sampaio Moura, por compartilhar os seus conhecimentos, pela disponibilidade e pela confiança durante a elaboração desta pesquisa. Agradeço especialmente o suporte emocional dado ao longo desta pandemia de Covid-19.

Aos professores do Pós-DEHA, por toda a contribuição na minha formação acadêmica e profissional.

Aos colegas de mestrado, pela convivência e troca de conhecimentos. Em especial ao amigo João Firmino, pelo incentivo e apoio na minha carreira docente.

A todos os meus amigos que participaram da minha jornada durante este período, por propiciar momentos de alegria e descontração.

À Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico (FUNCAP), pelo suporte financeiro. E à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela assistência prestada a minha formação acadêmica.

A todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a minha formação, o meu muito obrigado.

RESUMO

A indústria offshore tem se deparado com ocorrências de solos carbonáticos, que ocorrem em zonas tropicais e intertropicais do planeta, conduzindo à necessidade do desenvolvimento de pesquisas desses tipos de solo. Em função disso, esta pesquisa apresenta propostas que contribuem para a previsão do comportamento dinâmico de areias carbonáticas. Dessa forma, são propostos dois modelos ($G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$), utilizando-se regressão linear múltipla e resultados de ensaios de coluna ressonante, realizados em areias carbonáticas provenientes do Cabo Rojo (Cataño e Pando, 2010). As equações propostas para previsão dos parâmetros dinâmicos do solo, módulo de cisalhamento e amortecimento, são validadas através da comparação de previsões efetuadas a partir dessas equações com valores experimentais obtidos por Cataño e Pando (2010). Previsões efetuadas por esses modelos também são comparadas com as de outras propostas disponíveis na literatura (Modelo Hiperbólico (Ishihara, 1996) e Ishibashi e Zhang (1993)). As equações propostas apresentaram concordância, quando comparados com os valores observados em laboratório por Cataño e Pando (2010). Foi desenvolvido, também, uma proposta para previsão do número provável de ciclos (N) para que o colapso por liquefação, de areias carbonáticas, seja atingido. Nesta etapa do estudo foram utilizados os resultados obtidos por Salem et al. (2013), que realizou ensaios triaxiais cíclicos em areias provenientes de Dabaa, noroeste do Egito. De forma geral, foram obtidas previsões com dispersão moderada para o valor de N, independente da compacidade relativa e da tensão efetiva confinante. Por fim, as equações propostas foram avaliadas em um estudo aplicado, efetuando-se previsões do comportamento das fundações superficiais de um aerogerador. As previsões de frequência e amplitude apresentaram bastante concordância com relação aos resultados obtidos a partir de parâmetros provenientes de ensaios sísmicos.

Palavras-chave: Areia Carbonática. Regressão Linear Múltipla. Parâmetros Dinâmicos. Liquefação. Aerogeradores.

ABSTRACT

The offshore industry has been faced with occurrences of carbonate soils, which occur in tropical and intertropical zones of the planet, leading to the need to develop research on these types of soil. As a result, this research presents proposals that contribute to the prediction of the dynamic behavior of carbonate sands. Thus, two models are proposed ($G/G_{\max} \times \gamma$ and $D \times \gamma$), using multiple linear regression and results from resonant column tests carried out in carbonate sands from Cabo Rojo (Cataño and Pando, 2010). The equations proposed for predicting the dynamic parameters of the soil, shear modulus and damping, are validated by comparing predictions made from these equations with experimental values obtained by Cataño and Pando (2010). Forecasts made by these models are also compared with those of other proposals available in the literature (Hyperbolic Model (Ishihara, 1996) and Ishibashi and Zhang (1993)). The proposed equations showed agreement when compared with the values observed in the laboratory by Cataño and Pando (2010). A proposal was also developed to predict the probable number of cycles (N) for the collapse by liquefaction of carbonate sands to be reached. In this stage of the study, the results obtained by Salem et al. (2013), who performed cyclic triaxial tests on sands from Dabaa, northwest Egypt. In general, predictions were obtained with moderate dispersion for the value of N, independent of the relative density and the confining effective stress. Finally, the proposed equations were evaluated in an applied study, making predictions of the behavior of the surface foundations of a wind turbine. Frequency and amplitude predictions showed good agreement with the results obtained from parameters from seismic tests.

Keywords: Carbonatic Sand. Multiple Linear Regression. Dynamic Parameters. Liquefaction. Wind turbines.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Produção de energia eólica offshore, em GW, instalada no mundo.	16
Figura 2 - Projetos em andamentos para a geração de energia eólica no estado do Ceará.....	17
Figura 3 - Relevo submarino do estado do Ceará.....	18
Figura 4 - Porcentagem de carbonato de cálcio presente em amostras colhidas na margem continental nordeste.	19
Figura 5 - Ocorrência de areias carbonáticas no mundo.....	20
Figura 6 - Propagação de ondas internas ou de corpo no solo.....	23
Figura 7 - Propagação de ondas de superfície no solo. a) Ondas de Rayleigh. b) Ondas de Love.	24
Figura 8 - Sistema em movimento livre com amortecimento supercrítico, crítico e subcrítico.	27
Figura 9 - Deformação cisalhante em solos para problemas de engenharia que envolve análise dinâmica.....	27
Figura 10 - Representação esquemática do ensaio Crosshole.....	30
Figura 11 - Representação dos Ensaios Downhole (a) e Uphole (b).	31
Figura 12 - Ensaio de refração sísmica em um semi-espaço composto por duas camadas com interface horizontal.	32
Figura 13 - Forma deslocada da superfície do terreno devido a uma excitação senoidal.	33
Figura 14 - Ilustração do pressiômetro tipo Ménard.....	34
Figura 15 - Laçada de histerese e obtenção de G e D.....	36
Figura 16 - Curva básica e módulo de deformação cisalhante. a) Laçada de histerese e curva básica. b) Curva básica.	37
Figura 17 - Redução de G com a deformação cisalhante.	37
Figura 18 - Representação do ensaio de coluna ressonante.....	38
Figura 19 - Decaimento das amplitudes de um oscilador tipo Hall.....	39
Figura 20 - Representação esquemática do funcionamento de um bender element.....	40
Figura 21 - Par de bender elements utilizados em ensaios triaxiais.....	40
Figura 22 - Estado de tensões do corpo de prova no ensaio triaxial cíclico.....	41
Figura 23 - Trajetória de tensões e laçada de histerese típicas do ensaio triaxial cíclico. a) Trajetória de tensões. b) Laçada de histerese.....	42

Figura 24 - Estados de tensão "one-way" e "two-way".....	43
Figura 25 - Vista de partículas de areias carbonáticas por meio de microscópio. a) Partículas de areia carbonática. b) Partículas de areia carbonática.	44
Figura 26 - Comportamento sob compressão isotrópica de areias carbonáticas e quartzosas.	46
Figura 27 - Tensão desvio x deformação axial para a areia carbonática de Dabaa. a) Estado fofo. b) Estado compacto.....	48
Figura 28 - Poropressão normalizada x deformação axial para a areia carbonática de Dabaa. a) Estado fofo. b) Estado compacto.	49
Figura 29 - Granulometria dos seis grupos utilizados no estudo de Kuang (2020). ..	51
Figura 30 - Variação entre ângulo de atrito e granulometria.	51
Figura 31 - Variação do módulo de deformação cisalhante com a tensão efetiva confinante.	52
Figura 32 - Comparação da degradação da rigidez de G_{sec} na tensão confinante de 200 kPa.....	53
Figura 33 - Comparação da degradação da rigidez de G_{sec}/G_0 na tensão confinante de 200 kPa.....	53
Figura 34 - Variação da degradação relativa, Br , com o número de ciclos.	55
Figura 35 - Variação da tensão cíclica relativa com o número de ciclos necessários a liquefação. a) Estado fofo ($D_r = 40\%$). b) Estado compacto ($D_r = 80\%$). ..	56
Figura 36 - Variação da tensão confinante efetiva com o número de ciclos para a liquefação. a) Estado fofo ($D_r = 40\%$). b) Estado compacto ($D_r = 80\%$). ..	56
Figura 37 - Número de ciclos para atingir a liquefação em função da tensão cíclica relativa.	57
Figura 38 - Comparação da areia carbonática de Dabaa com areias quartzosas da literatura. a) Estado fofo ($D_r = 40\%$). b) Estado compacto ($D_r = 80\%$). ...	58
Figura 39 - Curva de decaimento livre para estimar o amortecimento do solo.	59
Figura 40 - Variação de $G/G_{máx}$ sob diferentes tensões confinantes e densidades relativas.	60
Figura 41 - Variação da razão de amortecimento sob diferentes tensões confinantes e densidades relativas.	60
Figura 42 - Comparação do módulo de cisalhamento máximo de uma areia carbonática e de uma areia quartzosa. a) Estado fofo. b) Estado compacto.	61

Figura 43 - Variação das propriedades dinâmicas em função do nível de deformação cislhante. a) e c) Estado fofo. b) e d) Estado compacto.....	62
Figura 44 - Curvas $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$ obtidas experimentalmente a partir de ensaios de coluna ressonante. a) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 24\%$. b) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 91\%$. c) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 24\%$. d) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 91\%$	64
Figura 45 - Curvas $D \times \gamma$ obtidas experimentalmente a partir de ensaios de coluna ressonante. a) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 24\%$. b) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 91\%$. c) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 24\%$. d) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 91\%$	65
Figura 46 - Comparação visual entre as determinações para $G/G_{m\acute{a}x}$	70
Figura 47 - Comparação entre as previsões de $G/G_{m\acute{a}x}$ e valores experimentais. a) $D_r = 24\%$. b) $D_r = 91\%$	70
Figura 48 - Comparação visual entre as determinações para razão de amortecimento (D).....	72
Figura 49 - Comparação entre previsões da razão de amortecimento (D) efetuadas e valores experimentais. a) $D_r = 24\%$. b) $D_r = 91\%$	72
Figura 50 - Comparação das previsões de $G/G_{m\acute{a}x}$ com os valores de laboratório. a) Esta Pesquisa. b) Ishihara (1996). c) Ishibashi e Zhang (1993).	73
Figura 51 - Comparação entre $G/G_{m\acute{a}x}$ da areia ensaiada por Cataño e Pando (2010) e estimativas efetuadas pelos modelos utilizados na pesquisa.	75
Figura 52 - Comparação de D entre os valores de laboratório e o de correlações. a) Esta Pesquisa. b) Ishihara (1996). c) Ishibashi e Zhang (1993).	75
Figura 53 - Comparação entre as estimativas da razão de amortecimento (D) e os valores experimentais obtidos por Cataño e Pando (2010).	76
Figura 54 - Comparação entre estimativas de $G/G_{m\acute{a}x}$ desta pesquisa e medidas experimentais de Javdanian e Jafarian (2018).	78
Figura 55 - Comparação entre os dados de laboratório de Javdanian e Jafarian (2018) e a correlação deste trabalho para a curva $D \times \gamma$	79
Figura 56 - Comparação visual entre as determinações para o valor de N.....	84
Figura 57 - Comparação entre as previsões de N e valores experimentais. a) Estado fofo. b) Estado compacto.	85
Figura 58 - Comparação entre N e os dados experimentais.	86
Figura 59 - Gráfico de barras mostrando a comparação entre o N medido em laboratório com N calculado pela correlação.	87

Figura 60 - Perfis e resultados de sondagens à percussão (SPT), ensaios sísmicos SCPT e Cross-hole executados no campo experimental da UNESP.	89
Figura 61 - Ensaio realizado na UNESP: a) Perfil SPT. b) N60 c) V_s d) $G_0 = G_{máx}$ e) $G_{máx,medio}/N_{60}$	90
Figura 62 - Sistema oscilante amortecido do método de Lysmer e Richart (1966). ..	91
Figura 63 - Variação de $G_{máx}$ com a profundidade para ensaios de pequena e grande deformação (Ponte e Moura, 2017) e a partir da equação proposta.	96
Figura 64 - Comparação de previsões de f_n e f_n' a partir de parâmetros obtidos de ensaios de pequena e grande deformação e a partir da correlação proposta.....	98
Figura 65 - Amplitude de vibração do sistema solo-fundação do aerogerador estudado por Ponte e Moura (2017) e esta pesquisa.	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais ensaios de laboratório para determinar parâmetros dinâmicos do solo.	28
Tabela 2 - Ensaios de campo mais utilizados para a determinação de parâmetros dinâmicos do solo.	29
Tabela 3 - Faixa de frequências normalmente utilizadas no ensaio triaxial cíclico....	42
Tabela 4 - Composição mineralógica de uma	45
Tabela 5 - Índices físicos de areias carbonáticas.....	46
Tabela 6 - Parâmetros de resistência obtidos para areias carbonáticas e quartzosas.	49
Tabela 7 - Propriedades físicas da areia carbonática de Cataño e Pando (2010). ...	63
Tabela 8 - Pontos não utilizados na regressão linear múltipla.	68
Tabela 9 - Coeficientes do modelo $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$	69
Tabela 10 - Validação do modelo $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$	69
Tabela 11 - Coeficientes de determinação do modelo $D \times \gamma$	71
Tabela 12 - Validação do modelo $D \times \gamma$	71
Tabela 13 - Propriedades físicas da areia carbonática de Javdanian e Jafarian (2018).	77
Tabela 14 - Propriedades físicas da areia carbonática de Salem et al. (2013).	81
Tabela 15 - Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos de Salem et al. (2013) para a liquefação da areia.	82
Tabela 16 - Coeficientes de correlação obtidos para o modelo de N.....	83
Tabela 17 – Pontos utilizados para a validação do modelo de N.....	84
Tabela 18 - Pesos dos componentes do aerogerador.....	92
Tabela 19 - Resistência média de ponta do cone ao longo da profundidade do subsolo do Campo Experimental Bauru da UNESP.	94
Tabela 20 - Nível de deformação no solo associados a análises de engenharia.....	94
Tabela 21 - Variação do módulo de deformação cisalhante obtido para deformações do ensaio CPT (G) e para pequenas deformações ($G_{m\acute{a}x}$).....	95
Tabela 22 - Estimativa para o $G_{m\acute{a}x}$ para cada ensaio.....	97
Tabela 23 - Resumo dos valores previstos da frequência natural de vibração (f_n) e da frequência amortecida (f_n') a partir de parâmetros obtidos de ensaios de	

pequena e grande deformação e a partir de correlações propostas nesta pesquisa.	98
Tabela 24 - Amplitude de vibração do sistema solo-fundação do aerogerador.....	99

SUMÁRIO

1.INTRODUÇÃO	16
1.1. Objetivos.....	21
1.2. Estrutura da Dissertação.....	22
2.CARACTERIZAÇÃO DE PARÂMETROS DINÂMICOS DO SOLO	23
2.1. Propagação Ondas no Solo	23
2.2. Tipos de Amortecimento	26
2.3. Parâmetros Dinâmicos do Solo	27
2.3.1. <i>Ensaio de Campo</i>	29
2.3.2. <i>Ensaio de Laboratório</i>	35
2.3.3. <i>Coluna Ressonante</i>	38
2.3.4. <i>Ensaio Triaxial com Bender Elements</i>	39
2.3.5. <i>Ensaio Triaxial Cíclico</i>	41
3.SOLOS CARBONÁTICOS	44
3.1. Origem e Natureza	44
3.2. Propriedades Físicas	45
3.3. Comportamento Estático	47
3.3.1. <i>Preparação da Amostra</i>	47
3.3.2. <i>Ensaio Triaxial Estático</i>	48
3.3.3. <i>Degradação da Rigidez</i>	52
3.4. Comportamento Cíclico.....	53
3.4.1. <i>Quebra dos Grãos</i>	53
3.4.2. <i>Influência da Intensidade da Carga Cíclica</i>	55
3.4.3. <i>Influência da Tensão Efetiva Confinante</i>	56
3.4.4. <i>Influência da Compacidade Relativa</i>	57
3.4.5. <i>Comparação do Comportamento Cíclico das Areias Carbonáticas com Areias Quartzosas</i>	57
3.4.6. <i>Parâmetros Dinâmicos de Areias Carbonáticas</i>	58
4.PROPOSTA DE CORRELAÇÕES PARA MÓDULO CISALHANTE (G) E AMORTECIMENTO (D)	63
4.1. Metodologia Utilizada nas Correlações	63
4.2. Definição do Local de Estudo e Caracterização do Solo Estudado	63
4.2.1. <i>Relação $G \times \gamma$ da Areia Carbonática Utilizada no Estudo</i>	64

4.3. Modelos do Módulo Cisalhante (G) Utilizados na Pesquisa	65
4.3.1. Modelo Hiperbólico (Ishihara, 1996)	65
4.3.2. Proposta de Ishibashi e Zhang (1993)	66
4.4. Desenvolvimento de Equações para os Modelos de $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$ e $D \times \gamma$	67
4.5. Apresentação e Análise dos Resultados	68
4.5.1. Desenvolvimento de $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$ e Validação da Proposta	68
4.5.2. Desenvolvimento do Modelo $D \times \gamma$ e Validação da Proposta	71
4.5.3. Comparação entre Estimativas de G/G_{max} e D pelas Equações desta Pesquisa e Por Outras Propostas da Literatura	73
4.5.4. Comparando a Proposta com Areias Carbonáticas de Outros Trabalhos	77
4.6. Conclusões Parciais	79
5. PREVISÃO DO NÚMERO DE CICLOS PARA RUPTURA POR LIQUEFAÇÃO ..	81
5.1. Metodologia Utilizada nas Correlações	81
5.2. Definição do Local de Estudo e Caracterização do Solo Estudado	81
5.3. Desenvolvimento das Equações para o Modelo de N	82
5.4. Apresentação e Análise dos Resultados	83
5.4.1. Modelo N por Regressão Linear Múltipla e Validação da Proposta	83
5.5. Conclusões Parciais	87
6. PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DE UM AEROGERADOR UTILIZANDO AS EQUAÇÕES PROPOSTAS	88
6.1. Metodologia	88
6.2. Definição do Local de Estudo e Caracterização do Solo Estudado	88
6.3. Equacionamento Utilizado para Avaliar o Comportamento da Fundação de Máquina em Análise	90
6.4. Caracterização do Aerogerador	92
6.5. Apresentação e Análise dos Resultados	93
6.5.1. Determinação dos Parâmetros Dinâmicos do Solo	93
6.5.2. Determinação do Comportamento Dinâmico da Fundação	97
6.6. Conclusões Parciais	100
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104
ANEXO A – TABELAS REFERENTES ÀS CURVAS $G \times \gamma$ E $D \times \gamma$ DA AREIA CARBONÁTICA DE CATAÑO E PANDO (2010)	108

ANEXO B – TABELAS REFERENTES ÀS CURVAS $G/G_{\text{máx}}$ x γ E D x γ DA AREIA CARBONÁTICA DE JAVDANIAN E JAFARIAN (2018)	110
--	------------

1. INTRODUÇÃO

Recentemente, a exploração da energia eólica começou a migrar para as regiões offshore para aproveitar os benefícios desse ambiente. A baixa rugosidade da superfície do mar e a ausência de obstáculos colaboram para a velocidade e a constância dos ventos, aumentando a eficiência do sistema. Além disso, os impactos visuais são amenizados e pode-se fazer o uso de turbinas maiores (Lopes, 2013). O acúmulo de conhecimentos da indústria do petróleo e gás juntamente com os das torres eólicas onshore permitiram o rápido desenvolvimento das torres eólicas offshore.

No mundo, o investimento em tecnologia eólica offshore está crescendo cada vez mais, como mostra a Figura 1. Em 2050, espera-se, de acordo com Irena 2019, ter uma capacidade instalada de 1.000 GW, onde se destacam Ásia (613 GW), Europa (216 GW) e América do Norte (164 GW). Na América Latina e Caribe, região na figura onde está localizado o Brasil, em 2050, estima-se ter uma contribuição de 5 GW na capacidade instalada de usinas eólicas offshore.

Figura 1 – Produção de energia eólica offshore, em GW, instalada no mundo.

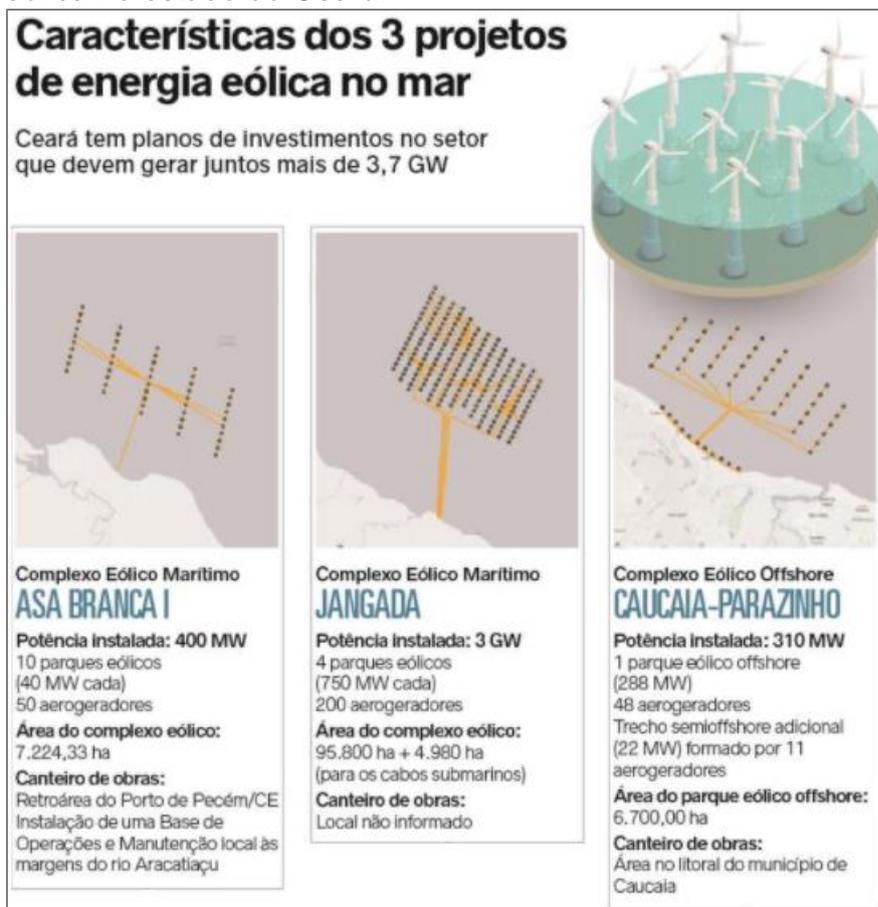


Fonte: Irena (2019).

A costa do estado do Ceará apresenta um grande potencial eólico offshore, estimado em 117 GW pelo Atlas Eólico e Solar do Ceará, que já está

chamando a atenção dos empresários do setor. Existem três projetos em andamento, Figura 2, que juntos podem gerar mais de 3,7 GW de energia (Picanço, 2020).

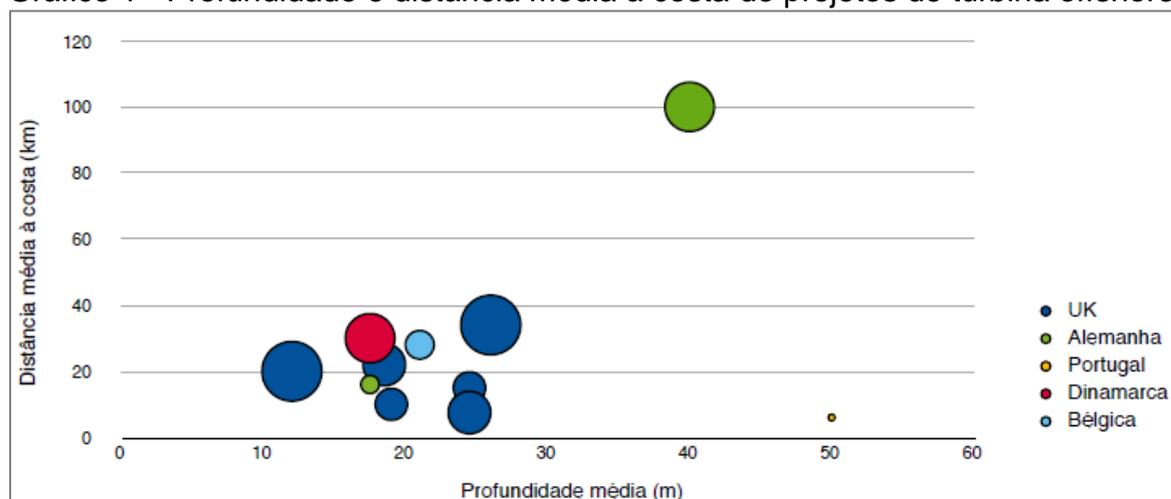
Figura 2 - Projetos em andamentos para a geração de energia eólica no estado do Ceará.



Fonte: EPE/Ibama (2020).

Como ilustra o Gráfico 1, a maioria dos empreendimentos eólicos offshore estão localizados em batimetrias baixas a médias, 10 a 30 m de lâmina d'água, e distantes até 40 km da costa, indicando que nessa faixa de profundidade é viável explorar técnica e economicamente o potencial eólico offshore.

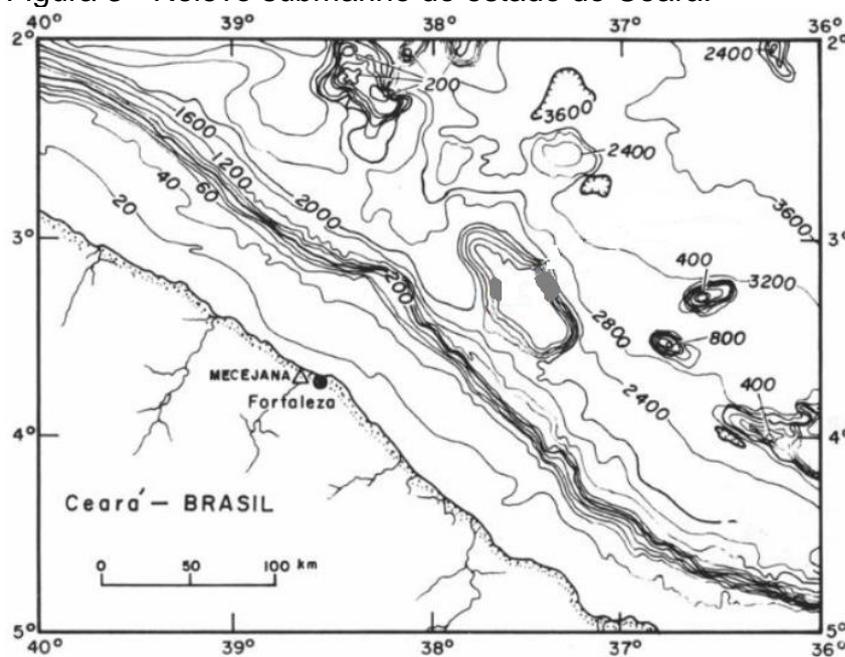
Gráfico 1 - Profundidade e distância média à costa de projetos de turbina offshore.



Fonte: Dalén (2012, apud Lopes, 2013).

No estado do Ceará, o levantamento batimétrico ilustrado na Figura 3 indica que as profundidades médias de até 40 metros de lâmina d'água se estendem por 40 km mar adentro, mostrando que o Estado tem regiões no mar que podem ser exploradas na geração de energia eólica offshore.

Figura 3 - Relevo submarino do estado do Ceará.

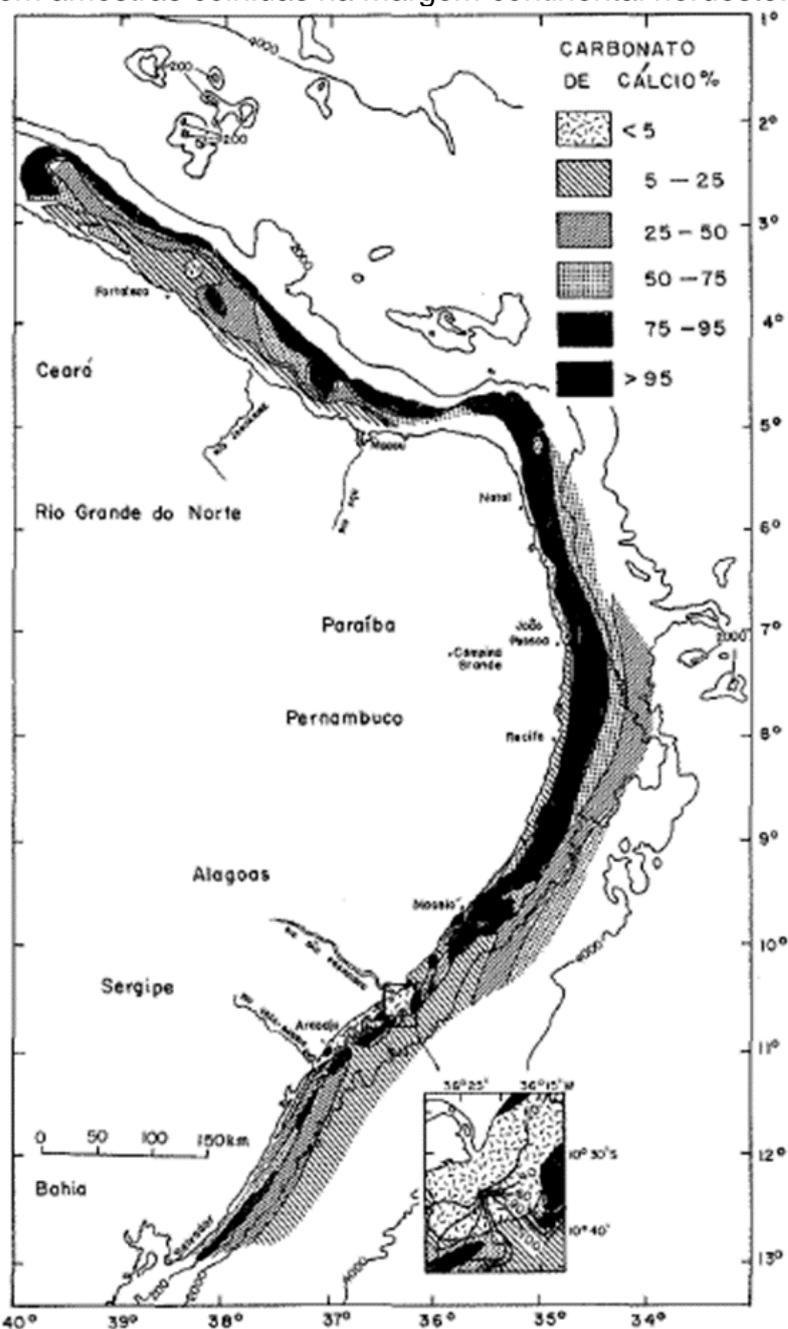


Fonte: Guazelli e Costa (1978, apud Araújo, 2018).

França et al. (1976) fez um levantamento que mostra a porcentagem de carbonato de cálcio (CaCO_3) presente em sedimentos colhidos na margem continental nordeste, com amostras provenientes de profundidades variando entre 10 e 50 m. A plataforma continental possui largura variável, mínimo de 15 km

próximo a Salvador/BA e máximo de 75 km em Fortaleza/CE. E possui menos de 40 m de profundidade na maior parte de sua região. Da Figura 4, observa-se que o subsolo marinho do Ceará possui regiões onde a fração de CaCO_3 varia entre 5 % e maior que 95 %, indicando a presença de areia carbonática na costa do Estado. Daí a relevância de estudos que abordem solos desse tipo, para viabilizar projetos de empreendimentos offshore no Estado.

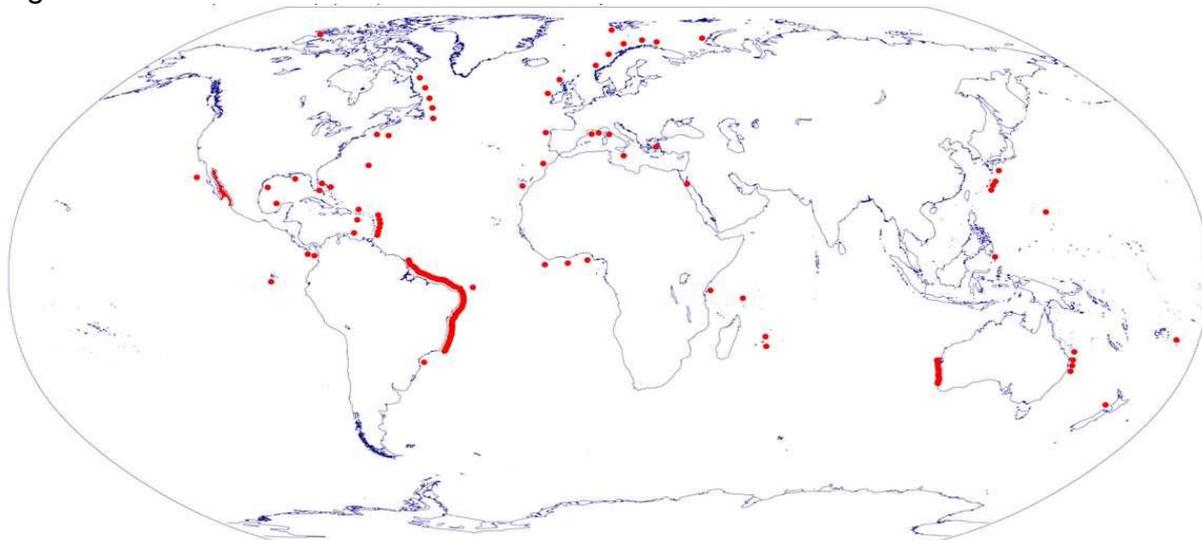
Figura 4 - Porcentagem de carbonato de cálcio presente em amostras colhidas na margem continental nordeste.



Fonte: França et al. (1976).

Um estudo de ECO (2021) mostra que a presença de areias com carbonato de cálcio (areias carbonáticas) é recorrente no mundo, e principalmente na costa nordeste do Brasil, como se observa na Figura 5.

Figura 5 - Ocorrência de areias carbonáticas no mundo.



Fonte: ECO (2021).

Nesse contexto, segundo Hyodo et al. (1996), os solos carbonáticos são encontrados em extensas regiões localizadas nas zonas tropicais e intertropicais do planeta, formando camadas profundas de sedimentos calcários. A indústria do petróleo e gás offshore tem encontrado problemas de fundação associados a esse tipo de solo, o que levou ao desenvolvimento de pesquisas para entender o seu comportamento e como eles diferem dos solos de origem quartzosa, King e Lodge (1988, apud Sharma e Ismaill, 2006). As areias carbonáticas apresentam um comportamento mais dúctil e contrativo, ou seja, que tem a tendência de reduzir de volume durante o cisalhamento, em relação às areias quartzosas, testadas sob condições semelhantes.

Experiências em fundações offshore têm mostrado que prever o comportamento desse tipo de solo por técnicas de análise convencionais conduzem a estimativas muito otimistas do desempenho do sistema solo fundação (Hyodo et al., 1996). Esse fato é atribuído à fragilidade do contato entre as partículas e à alta compressibilidade, que exercem considerável influência no comportamento dinâmico do solo, como a resistência cíclica e o potencial de liquefação. Por isso, é importante compreender corretamente o comportamento do solo carbonático, o que pode ser

obtido por meio ensaios de laboratório, como os ensaios dinâmicos e cíclicos, e de ensaios de campo, como crosshole, refração sísmica e pressiômetro.

Além disso, para estudar o comportamento de fundações de plataformas fixas de petróleo através da determinação de curvas de transferência de cargas t-z de estacas, API (2000) faz recomendações distintas caso o solo seja carbonatado ou não carbonatado, reforçando que solos carbonáticos tem um comportamento particularizado. Isso reforça que estudos são necessários para melhor compreender o comportamento de solos carbonáticos.

1.1. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral o desenvolvimento de correlações para a obtenção de parâmetros dinâmicos de areia carbonática e para a previsão do número de ciclos para atingir a liquefação desse tipo solo. Pretende-se, ainda, prever o comportamento das fundações superficiais de um aerogerador utilizando equações proposta nesta pesquisa.

A seguir, são definidos os objetivos específicos traçados para alcançar o objetivo geral apresentado.

- Desenvolver, a partir da regressão linear múltipla, equações para modelar as curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$, e validar as correlações propostas nesta pesquisa.
- Comparar as correlações propostas para $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$ com outras correlações disponíveis na literatura técnica.
- Aplicar as correlações propostas para $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$ em areias carbonáticas de outros trabalhos.
- Propor uma equação para prever o número de ciclos necessários para atingir a liquefação.
- Prever o comportamento das fundações superficiais de um aerogerador, utilizando as equações propostas nesta pesquisa para $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$.

1.2. Estrutura da Dissertação

Esta dissertação encontra-se estruturada em 7 capítulos.

No Capítulo 1 é apresentado a introdução do trabalho, onde a temática abordada na pesquisa é contextualizada e são definidos os objetivos a serem alcançados.

Os Capítulos 2 e 3 equivalem a revisão bibliográfica deste trabalho. No Capítulo 2 é apresentado o tema dinâmica das fundações, onde são definidos os parâmetros dinâmicos do solo e os ensaios de campo e de laboratórios utilizados na sua obtenção. E no Capítulo 3 é discorrido sobre solos carbonáticos, são feitos comentários sobre origem e natureza desse tipo de solo, suas propriedades físicas e o seu comportamento submetido a carregamentos estático e dinâmico.

No Capítulo 4 é apresentado o desenvolvimento e os resultados da correlação proposta para as curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$, assim como prever parâmetros dinâmicos de areias carbonáticas. O capítulo é composto por metodologia, definição do local de estudos, resultados, discussão e conclusões parciais.

No Capítulo 5 são apresentados o desenvolvimento e os resultados da correlação proposta para a previsão do número de ciclos para atingir a liquefação de solos carbonáticos. O capítulo é composto por metodologia, definição do local de estudos, resultados, discussão e conclusões parciais.

No Capítulo 6, as equações propostas na pesquisa são utilizadas para prever as variáveis dinâmica do solo e fazer a previsão do comportamento das fundações superficiais de um aerogerador. O capítulo é composto por metodologia, definição do local de estudos, resultados, discussão e conclusões parciais.

No Capítulo 7 apresentam-se as conclusões e considerações finais do trabalho.

2. CARACTERIZAÇÃO DE PARÂMETROS DINÂMICOS DO SOLO

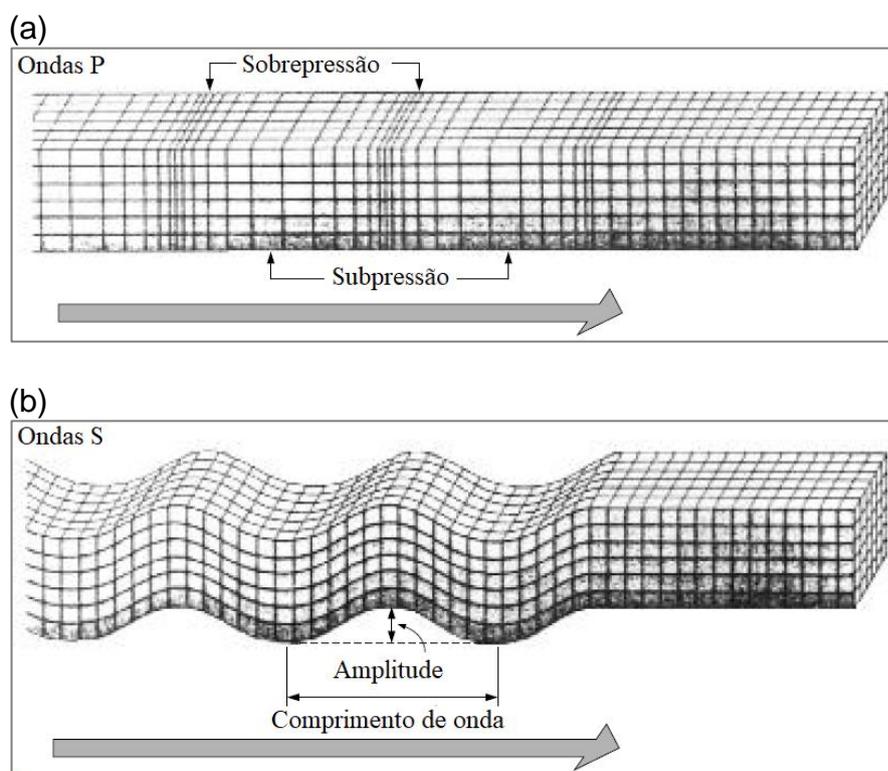
2.1. Propagação Ondas no Solo

Quando uma fonte de excitação entra em atividade no interior do solo, como equipamentos, movimentos tectônicos e terremotos, quatro tipos de ondas podem ser originados. Ondas Primárias (P) e Secundárias (S), que se propagam internamente no maciço de solo, e ondas de Rayleigh (R) e de Love (L), que se propagam na superfície do terreno, Clough e Penzien (2003).

As Ondas P são caracterizadas por um deslocamento oscilatório, em que o movimento das partículas é paralelo à direção de propagação da onda, gerando deformações longitudinais e regiões de sobrepressão e subpressão. São também chamadas de ondas longitudinais ou de compressão, Figura 6 (a).

Nas Ondas S, o movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação da onda, induzindo deformações cisalhantes. São também chamadas de ondas transversais ou de cisalhamento, Figura 6 (b).

Figura 6 - Propagação de ondas internas ou de corpo no solo.



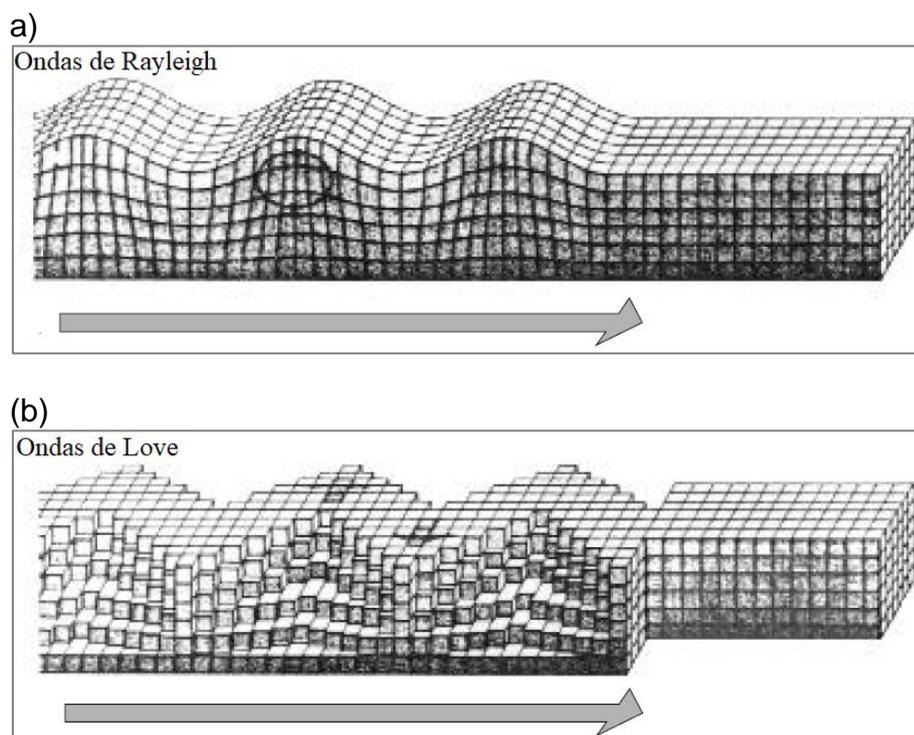
Fonte: Clough e Penzien (2003).

O fato de as Ondas P receberem o nome de Primárias refere-se ao fato de que as tensões normais provocarem excitações que viajam a maiores velocidades no maciço, chegando primeiro em qualquer ponto. Já as Ondas S recebem o nome de Secundárias porque as excitações transversais viajam a velocidades menores do que as excitações das Ondas P.

Para estimar propriedades elásticas do solo, segundo Barros (1997), é recomendável utilizar teorias que as correlacionem com a velocidade de propagação das Ondas S (v_s). Na ocorrência de solos saturados, as Ondas P, que geram tensões de compressão, não fornecem dados sobre os parâmetros elásticos do solo, pois a água é considerada incompressível quando comparada ao esqueleto sólido do solo. Já nas Ondas S, que gera deslocamentos transversais ao sentido de propagação da onda, a água não exerce esta influência, pois a mesma não resiste a tensões de cisalhamento, possibilitando uma estimativa direta das propriedades elásticas do solo.

Quando as ondas se propagam próximas à superfície do terreno, dois outros tipos de ondas podem ser identificados, as Ondas de Rayleigh, Figura 7 (a), e de Love, Figura 7 (b). Ambas são semelhantes as Ondas P e S, respectivamente.

Figura 7 - Propagação de ondas de superfície no solo. a) Ondas de Rayleigh. b) Ondas de Love.



Fonte: Clough e Penzien (2003).

O estudo da velocidade das ondas unidimensionais tem origem a partir da Equação do Equilíbrio Dinâmico, Equação 1, quando as tensões e as deformações variam em apenas uma direção, e nas outras duas, as propriedades permanecem constantes, Barros e Hachich (1998).

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} + \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (\text{Equação 1})$$

Onde, u é o deslocamento na mesma direção do eixo x e ρ é a massa específica do solo.

Particularizando a Equação 1 para um meio elástico linear e substituindo $\sigma = M \cdot \varepsilon$ e $\varepsilon = -\partial u / \partial x$, onde M é um módulo elástico apropriado e ε é a deformação axial, chega-se à Equação 2.

$$M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Equação 2})$$

Para as ondas de compressão, Ondas P, da resolução da Equação 2 pode-se chegar à Equação 3, que calcula a velocidade de propagação da onda (v_p), com a substituição do módulo de elasticidade M pelo módulo de elasticidade confinado E_{oed} , o mesmo do ensaio de adensamento unidimensional.

$$v_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad (\text{Equação 3})$$

Em função do módulo de Young (E) e do coeficiente de Poisson (ν), a Teoria da Elasticidade permite, para materiais elásticos lineares isotrópicos, reescrever a Equação 3 na forma da Equação 4.

$$v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)}} \quad (\text{Equação 4})$$

Para as Ondas S, deslocamento transversal ao sentido de propagação da onda, vale a Equação 5, onde G é o módulo de cisalhamento ou módulo de elasticidade transversal.

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{Equação 5})$$

2.2. Tipos de Amortecimento

O amortecimento corresponde a uma dissipação de energia, cujo efeito é reduzir a amplitude das oscilações. O conjunto de fatores que causam essa dissipação de energia é genericamente chamado de amortecimento, é de origem complexa e está ligada às características do material, ao meio ambiente circundante e aos elementos não estruturais conectados à mesma (Soriano, 2014).

Para os solos, Barros e Hachich (1998) enquadram o amortecimento em dois tipos, interno e externo. O amortecimento interno corresponde ao comportamento tensão-deformação-tempo do próprio solo, podendo ainda ser dividido em viscoso e histerético. No primeiro, a força de amortecimento é proporcional à velocidade, e, no segundo, curvas de tensão-deformação de carga e descarga são não coincidentes. Já o amortecimento externo, também chamado de amortecimento geométrico ou por radiação, não envolve característica intrínseca do solo, mas sim do maciço semi-infinito por onde a energia se dissipará, irradiando-se a partir da interface da fundação.

Na resolução dos problemas de engenharia, o amortecimento viscoso tem sido o mais utilizado por simplificar a resolução das equações matemáticas que governam o fenômeno e por fornecer resultados satisfatórios em grande parte das aplicações (Soriano, 2014). Muitas vezes, o problema é analisado em função da razão de amortecimento (D), Equação 6, ao invés de um valor absoluto.

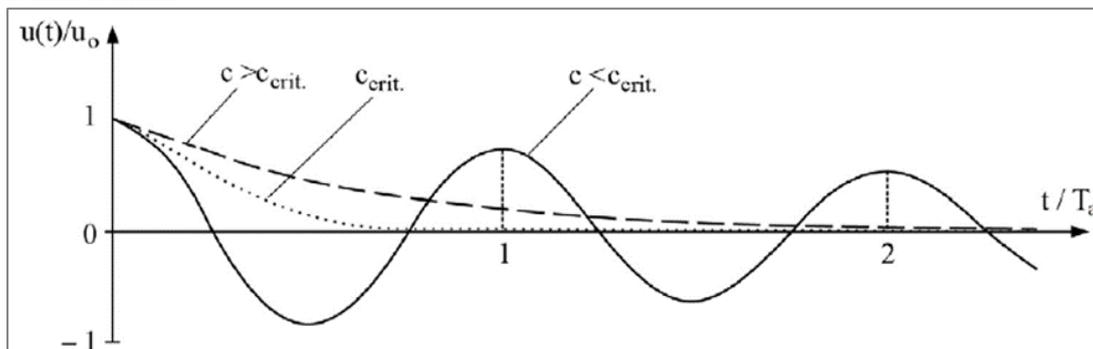
$$D = \frac{c}{c_{\text{crit}}} \quad (\text{Equação 6})$$

Onde c é o coeficiente de amortecimento e c_{crit} é o coeficiente de amortecimento crítico.

O coeficiente de amortecimento crítico é um valor limite que divide o comportamento do sistema entre oscilatório e não oscilatório. Quando $c = c_{\text{crit}}$, tem-se o oscilador criticamente amortecido, movimento não oscilatório onde o elemento volta à posição original assintoticamente. Para $c > c_{\text{crit}}$, o oscilador é dito superamortecido, não há oscilação e o sistema retorna à posição original em mais tempo do que no criticamente amortecido. Já quando $0 < c < c_{\text{crit}}$, tem-se o oscilador subamortecido, movimento oscilatório que retorna à posição inicial gradativamente.

Na Figura 8, um exemplo de movimento livre com três condições diferentes de amortecimento.

Figura 8 - Sistema em movimento livre com amortecimento supercrítico, crítico e subcrítico.

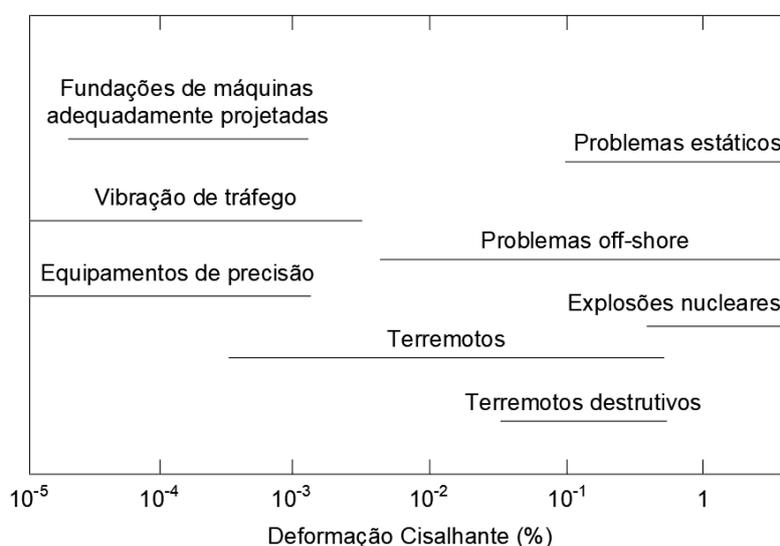


Fonte: Soriano (2014).

2.3. Parâmetros Dinâmicos do Solo

As variáveis que influenciam o comportamento dinâmico do solo são altamente dependentes dos níveis de deformações impostas pelo problema em estudo. O módulo de deformação cisalhante, por exemplo, pode assumir valores 10 vezes menores ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante de 10^{-3} % para 1 % (Barros e Hachich, 1998). A Figura 9 ilustra a ordem de grandeza das deformações cisalhantes envolvida nos problemas de engenharia.

Figura 9 - Deformação cisalhante em solos para problemas de engenharia que envolve análise dinâmica.



Fonte: Barros e Hachich (1998, adaptado de Woods, 1978; Massarsch, 1983; Carrubba e Maugeri, 1988)

Os parâmetros dinâmicos do solo podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório e de campo. No entanto, é necessário verificar os níveis de deformação que o problema envolve para saber qual deles é o mais adequado. Por exemplo, para níveis de deformações cisalhantes variando entre baixo a moderado, de 10^{-4} % a 10^{-2} %, podem ser utilizados ensaios de laboratório de alta frequência, também chamados de ensaios dinâmicos, como o ensaio de coluna ressonante. Já para deformações variando entre 10^{-2} % e 1 % ou mais, podem ser utilizados ensaios de baixa frequência, também denominados de ensaios cíclicos, como o triaxial, cisalhamento simples e torcional cíclicos (Barros e Hachich, 1998). A Tabela 1 apresenta uma lista dos ensaios de laboratório mais utilizados para a determinação de propriedades dinâmicas do solo e suas respectivas faixas de amplitude de deformação cisalhante (γ).

Tabela 1 - Principais ensaios de laboratório para determinar parâmetros dinâmicos do solo.

Ensaio	Princípio da Técnica	Defor. γ para a qual G e D podem ser medidos (%)
Coluna Ressonante	Determinação da velocidade da onda de cisalhamento v_s	10^{-4} a 10^{-2}
Bender Elements		10^{-4}
Cisalhamento Simples Cíclico	Determinação da curva tensão-deformação (laçada de histerese)	10^{-2} a 1
Triaxial Cíclico		
Torcional Cíclico		
Coluna Ressonante e Torcional Cíclico Combinados	Determinação de v_s (col. ressonante) e laçada de histerese (torc. cíclico)	10^{-4} a 1

Fonte: Barros e Hachich (1998).

Em relação aos ensaios de campo, as técnicas mais utilizadas são capazes de imprimir deformações cisalhantes no terreno inferiores a 10^{-3} %, determinando parâmetros dinâmicos do solo relacionados a baixas deformações, como o módulo de cisalhamento máximo ($G_{\text{máx}}$). Além disso, não fornecerem informações sobre o amortecimento do solo. A Tabela 2 apresenta uma lista dos ensaios de campo mais utilizados para a determinação de propriedades dinâmicas do solo e suas respectivas faixas de amplitude de deformação.

Tabela 2 - Ensaio de campo mais utilizados para a determinação de parâmetros dinâmicos do solo.

Ensaio	Princípio da Técnica	Faixa de deformação para a qual G pode ser medido (%)
Crosshole	Determinação da velocidade de propagação da onda de cisalhamento v_s	~ 10^{-4}
Downhole		
Uphole		
Piezocone Sísmico		
Refração Sísmica	Determinação da velocidade de propagação da onda Rayleigh v_R	~ 10^{-1}
Vibração em Regime Estacionário		
Análise Espectral de Ondas Superficiais (SASW)		
Ensaio Pressiométrico	Determinação da curva tensão-deformação (laçada de histerese)	~ 10^{-1}

Fonte: Barros e Hachich (1998).

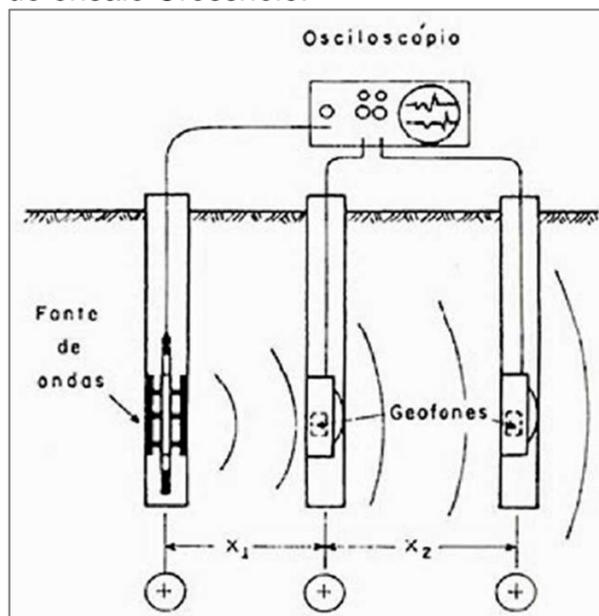
A seguir, serão apresentados alguns dos ensaios de campo e de laboratório mais utilizados no meio técnico para a determinação dos parâmetros dinâmicos do solo.

2.3.1. **Ensaio de Campo**

2.3.1.1. *Ensaio Crosshole*

Crosshole é a técnica mais confiável para determinar o módulo de cisalhamento dinâmico máximo do solo, por causa do baixo grau de deformação que o equipamento imprime ao solo. O ensaio consiste na execução de dois ou mais furos no terreno, no qual um deles recebe a fonte de emissão de ondas e os demais recebem os receptores, em geral geofones. Os dispositivos se encontram a mesma profundidade e estão ligados a um osciloscópio, como ilustrado na Figura 10.

Figura 10 - Representação esquemática do ensaio Crosshole.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

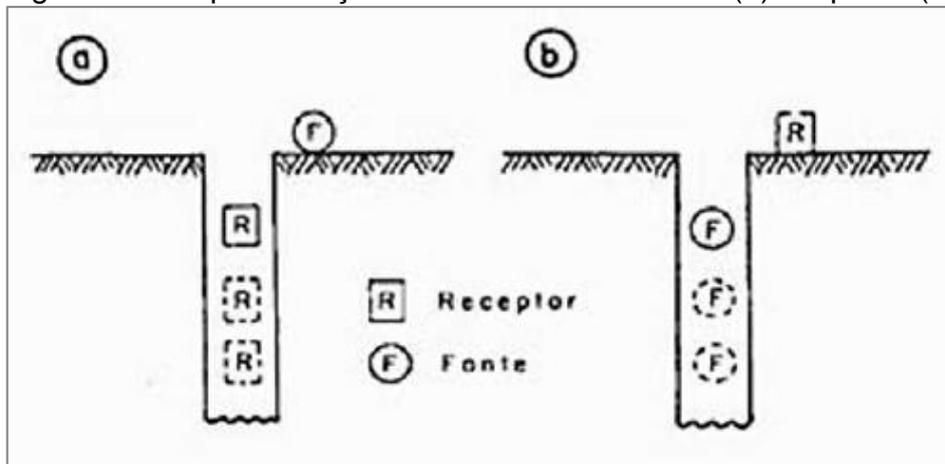
Sabendo-se a distância entre os furos e o tempo de viagem das ondas emitidas pela fonte, calcula-se a velocidade de propagação das ondas primárias (v_p) e das ondas de cisalhamento (v_s). Barros e Hachich (1998) recomendam que a execução dos furos seja de forma colinear, com a fonte no primeiro furo e os receptores nos demais furos. Com esse arranjo, elimina-se o problema do gatilhamento, pois passa-se a calcular a velocidade das ondas entre os receptores e não entre a fonte e o primeiro receptor.

2.3.1.2. Ensaios Downhole e Uphole

Os métodos Downhole e Uphole são alternativas mais econômicas em relação ao ensaio Crosshole, pois necessita-se apenas de um furo. A diferença entre os ensaios Downhole e Uphole se dá na localização do equipamento receptor de ondas. No primeiro, o receptor de ondas desce ao longo do furo em diferentes profundidades, registrando o tempo de viagem da onda emitida pela fonte, que está localizada na superfície próxima a boca do furo. Barros e Hachich (1998) afirmam que essa técnica pode ser melhorada, empregando-se dois ou mais receptores ao longo do furo para a leitura simultânea de um único pulso. No segundo ensaio, Uphole, o receptor fica localizado na superfície do terreno, enquanto a fonte desce ao longo do furo. O ensaio é criticado na literatura por ter dificuldade em gerar ondas

do tipo desejado e por ter uma relação elevada entre a amplitude das ondas das Ondas P e S. Uma representação esquemática dos ensaios Downhole e Uphole são apresentados na Figura 11.

Figura 11 - Representação dos Ensaios Downhole (a) e Uphole (b).



Fonte: Barros e Hachich (1998).

O resultado dos ensaios Downhole e Uphole são gráficos onde se relaciona o tempo de viagem da onda emitida pela fonte em função da profundidade. Em função disso, são calculados os valores de v_s e v_p de todas as camadas.

2.3.1.3. Piezocone Sísmico

O Piezocone Sísmico é um ensaio de cone que, além das medidas usuais de atrito de ponta, atrito lateral e poropressão, mede também o tempo de viagem de ondas geradas por uma fonte na superfície do terreno, por meio de um transdutor de velocidade acoplado ao cone. O ensaio combina procedimentos do downhole e do piezocone, é muitas vezes identificado na literatura por CPTU sísmico e é executado em pequenas pausas durante a cravação do cone.

2.3.1.4. Refração Sísmica

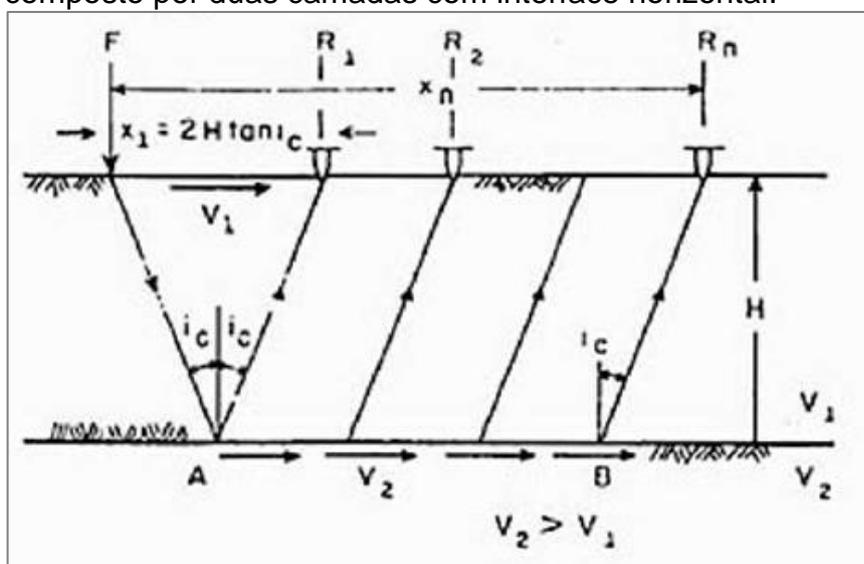
A partir de um impacto ou explosão na superfície do terreno, ondas são geradas no subsolo e captadas por uma linha de geofones instaladas na superfície. A definição do caminho das ondas, do ponto de excitação a cada um dos geofones, dependerá dos resultados do ensaio e permitirá, juntamente com o tempo gasto

entre a fonte e o receptor, determinar o tipo de solo e a espessura e número de camadas.

Barros e Hachich (1998) alertam que camadas em que haja um contraste muito grande de velocidade de propagação das ondas podem introduzir erros significativos de interpretação do ensaio, pois camadas de baixa velocidade entre camadas de maior velocidade podem não ser detectadas.

A Figura 12 representa como ocorre o ensaio de refração sísmica em um semi-espaco composto por duas camadas com interface horizontal.

Figura 12 - Ensaio de refração sísmica em um semi-espaco composto por duas camadas com interface horizontal.

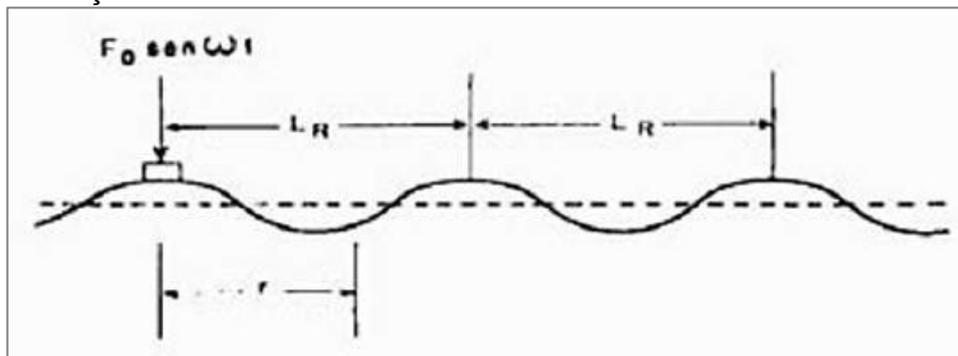


Fonte: Barros e Hachich (1998).

2.3.1.5. Vibração em Regime Estacionário

O método baseia-se na ideia de que uma fundação assente na superfície do terreno, submetida a oscilações verticais de frequência "f", gera na superfície, predominantemente, ondas do tipo Rayleigh. Devido a uma fonte com excitação senoidal, a forma deslocada da superfície do terreno poderá ser representada por uma função também senoidal, como mostrado na Figura 13, cujo comprimento de onda (L_R) é determinado a partir da distância entre dois picos sucessivos, identificados com o uso de geofones, e que estejam em fase com o oscilador.

Figura 13- Forma deslocada da superfície do terreno devido a uma excitação senoidal.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

A velocidade da onda de Rayleigh é dada pela Equação 7.

$$v_R = L_R \cdot f \quad (\text{Equação 7})$$

O objetivo do ensaio é correlacionar a velocidade da onda de Rayleigh com a velocidade da onda cisalhante, já que aquela é cerca de 94 % desta para a maioria dos tipos de solo (Barros e Hachich, 1998). A partir disso, o módulo de cisalhamento também poderá ser calculado.

A maior parte das ondas de Rayleigh viaja por uma região do subsolo de cerca de um comprimento de onda de profundidade e as propriedades médias dessa camada podem ser representadas pelas propriedades de uma camada a $L_R/2$, que é onde ocorre uma menor atenuação das ondas R.

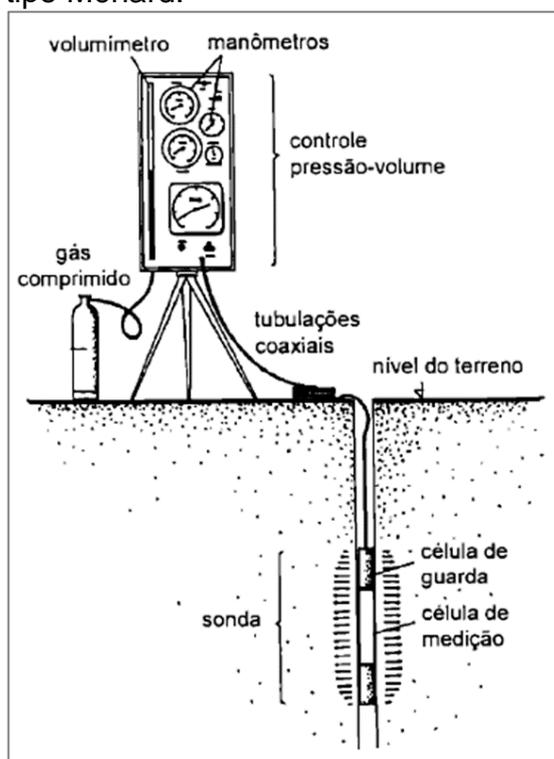
Com a diminuição da frequência de excitação das ondas na fonte, o comprimento de onda aumenta e consegue-se amostrar camadas mais profundas. Variando-se a frequência de excitação e determinando-se os respectivos comprimentos de onda (L_R), monta-se uma curva de dispersão que mostra a variação de v_R em função de L_R com a profundidade.

Uma das vantagens desse método é que ele não necessita de perfuração prévia no terreno, porém, Barros e Hachich (1998) relatam que há dificuldades em explorar perfis mais profundos porque há a necessidade de equipamentos que gerem vibração de alta energia e que operem em baixas frequências.

2.3.1.6. Ensaio Pressiométrico

O pressiômetro é uma técnica que analisa o comportamento do solo a partir da expansão de uma cavidade cilíndrica no interior de um furo de sondagem. O elemento é uma sonda de formato cilíndrico que exerce uma pressão uniforme nas paredes do furo, como ilustrado na Figura 14.

Figura 14 - Ilustração do pressiômetro tipo Ménard.



Fonte: Schnaid (2000).

Barros e Hachich (1998) comentam que o pressiômetro tem demonstrado grande potencial para estimar o módulo de cisalhamento do solo, porque essa é a única técnica de campo que não utiliza a teoria de propagação das ondas elásticas, mas sim da curva pressão-deformação da cavidade obtida *in situ*. Este ensaio permite, Schnaid (2000), a análise racional dos resultados através da teoria da expansão de cavidade.

Em relação aos tipos de sondas pressiométricas existentes no mercado, o pressiômetro auto perfurante é o mais indicado por amenizar o efeito de amolgamento do solo ao redor do equipamento. Apesar do ensaio pressiométrico não fornecer o módulo de cisalhamento máximo ($G_{\text{máx}}$), por provocar grandes

deformações na massa de solo, ele é um dos ensaios de campo mais promissores, conforme Barros e Hachich (1998), para avaliar a redução do módulo com a deformação.

2.3.2. Ensaios de Laboratório

2.3.2.1. Ensaios Dinâmicos

Os ensaios dinâmicos são ensaios de laboratório de alta frequência que permitem ensaiar o solo de baixas a moderadas amplitudes de deformação, 10^{-4} % a 10^{-2} %. As informações obtidas, como o módulo de cisalhamento, são associadas a baixas deformações, portanto, a $G_{\text{máx}}$.

Os parâmetros dinâmicos do solo são encontrados a partir da teoria de propagação de ondas em barras e da determinação da velocidade de ondas de cisalhamento v_s . Dentre os ensaios dinâmicos mais comuns, destacam-se o ensaio de coluna ressonante e bender elements.

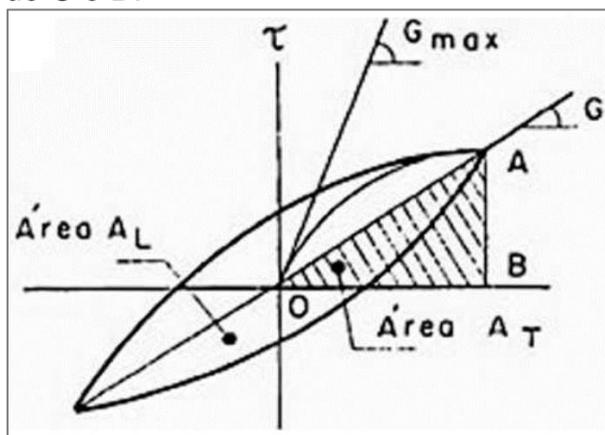
2.3.2.2. Ensaios Cíclicos

Os ensaios cíclicos mais conhecidos são o de cisalhamento simples, o triaxial e o torcional. Essas técnicas utilizam os mesmos equipamentos de suas versões estáticas, porém fazem o uso de sistemas servo controladores para a aplicações do carregamento cíclico e de transdutores eletrônicos com capacidade de processamento compatível com a velocidade de aquisição de dados.

Os carregamentos cíclicos são geralmente de baixa frequência, da ordem de 0,1 Hz até 10 Hz, diferentemente dos carregamentos dinâmicos, que são de alta frequência. Essa característica dos ensaios cíclicos permite, conforme mencionam Barros e Hachich (1998), estudar como os parâmetros dinâmicos do solo, módulo de cisalhamento e fator de amortecimento, à medida que o número de ciclos aumenta no decorrer do ensaio.

A fase cíclica dos ensaios geralmente é realizada de forma não drenada, ou seja, com excesso de poropressão, e sob deformação controlada. As variáveis dinâmicas G e D são extraídas de laçadas de histerese tensão deformação, como a ilustrada na Figura 15.

Figura 15 - Laçada de histerese e obtenção de G e D.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

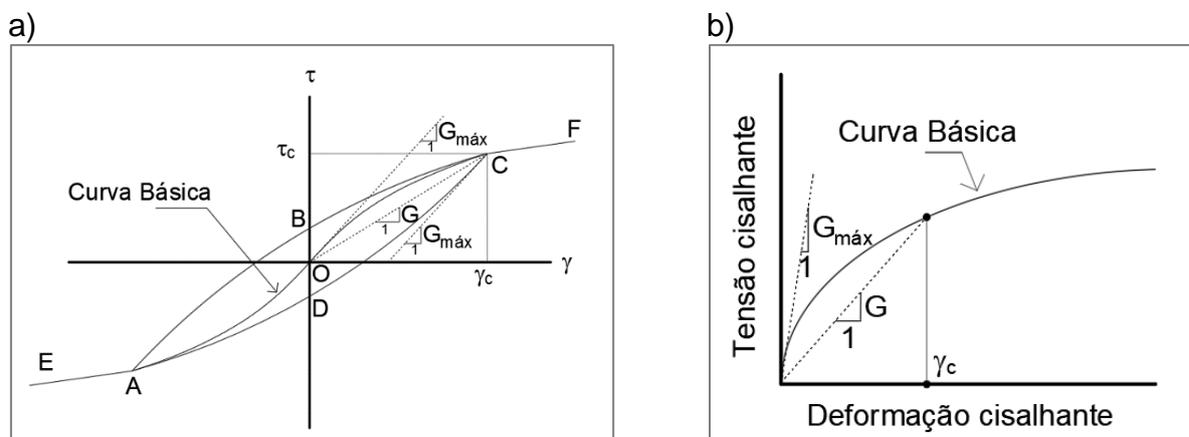
O módulo de cisalhamento é calculado diretamente no gráfico $\tau \times \gamma$, onde τ é tensão cisalhante e γ é deformação cisalhante, como a inclinação da reta que une os pontos extremos da laçada de histerese. A reta com maior inclinação representa o módulo de cisalhamento máximo e está localizada tangente à laçada, com origem no ponto O. Já a razão de amortecimento é calculada pela Equação 8.

$$D = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{A_L}{A_T} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde, A_L é a área da laçada de histerese, energia dissipada no ciclo, e A_T é a área do triângulo OAB, energia de deformação elástica associada à máxima deformação.

As laçadas de histerese estão relacionadas a um dado valor de deformação cisalhante cíclica γ_c . A curva que une todas as extremidades das laçadas de histerese é chamada de curva básica, conforme ilustra o traço EAOFC na Figura 16 (a), e, em mais detalhes, a Figura 16 (b). A inclinação máxima da curva básica ocorre na origem e informa o módulo de cisalhamento máximo. Qualquer reta que una a origem a outro ponto da curva básica informa o módulo de cisalhamento secante da laçada de histerese associada a aquele nível de deformação cisalhante.

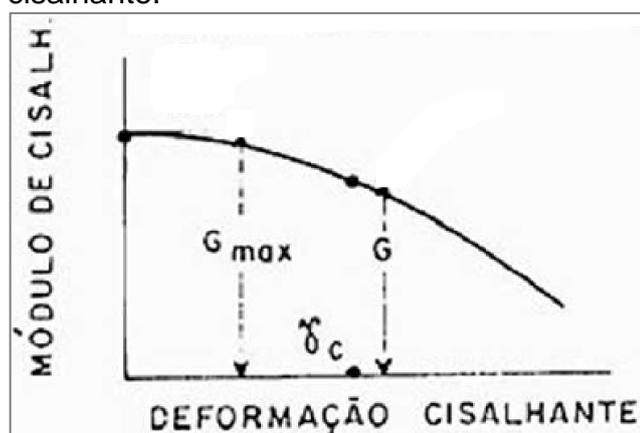
Figura 16 - Curva básica e módulo de deformação cisalhante. a) Laçada de histerese e curva básica. b) Curva básica.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

De forma equivalente a Figura 16 (b), pode-se apresentar diretamente a variação de G ou $G/G_{máx}$ com a deformação cisalhante, como ilustrado na Figura 17. Analisando na forma $G/G_{máx}$, é possível analisar de forma qualitativa a redução do módulo de deformação cisalhante com o aumento de γ_c e comparar resultados de diferentes solos e condições. Barros e Hachich (1998) comentam que é comum a prática de se calcular o G a partir do gráfico $G/G_{máx} \times \gamma_c$ obtido no laboratório, porém, utilizando-se $G_{máx}$ obtido in situ por um ensaio de campo.

Figura 17 - Redução de G com a deformação cisalhante.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

Os parâmetros dinâmicos do solo geralmente são extraídos no décimo ciclo de carga. Ishihara (1996) constatou que o valor do módulo de cisalhamento obtido para o 2º ciclo e o 10º ciclo diferem no máximo em 10 % para deformações

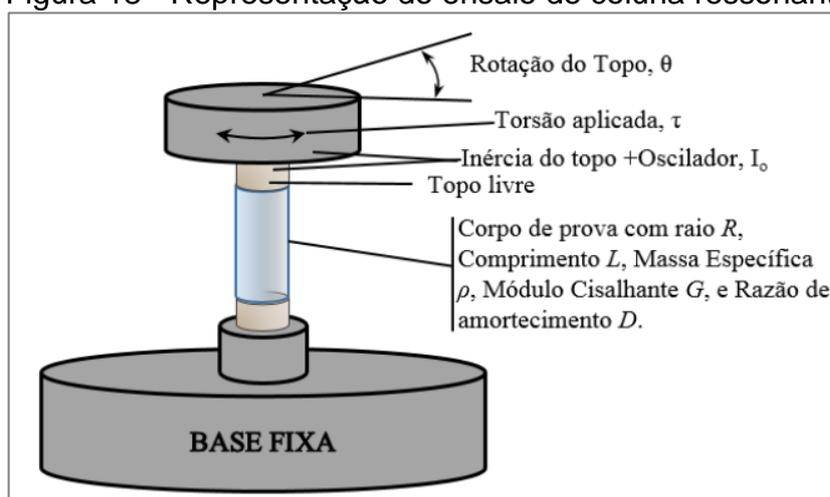
cisalhantes acima de 10^{-4} , não sendo mais observadas mudanças a partir do 10º ciclo. A mesma tendência foi observada para razão de amortecimento. Conseqüentemente, o autor considera que o efeito do número de ciclos pode ser desconsiderado, exceto para os casos de cisalhamento não drenado de grande amplitude, onde o excesso de poropressão na areia saturada é significativo.

2.3.3. Coluna Ressonante

O ensaio de coluna ressonante é um dos mais promissores na avaliação dos parâmetros dinâmicos do solo. A técnica permite obter dados, como módulo de cisalhamento e amortecimento.

Barros e Hachich (1998) descrevem o ensaio como o corpo de prova cilíndrico que é submetido a um dado estado de tensões, no interior de uma câmara triaxial, e a vibrações senoidais de torção, torque cíclico. O modelo mais utilizado para analisar o solo nos equipamentos de coluna ressonante é o tipo fixo-livre, que considera a base engastada e o topo livre para se deformar, Figura 18, além de ser feito o uso de uma massa adicional no topo para uniformizar as deformações ao longo do comprimento do corpo de prova.

Figura 18 - Representação do ensaio de coluna ressonante.



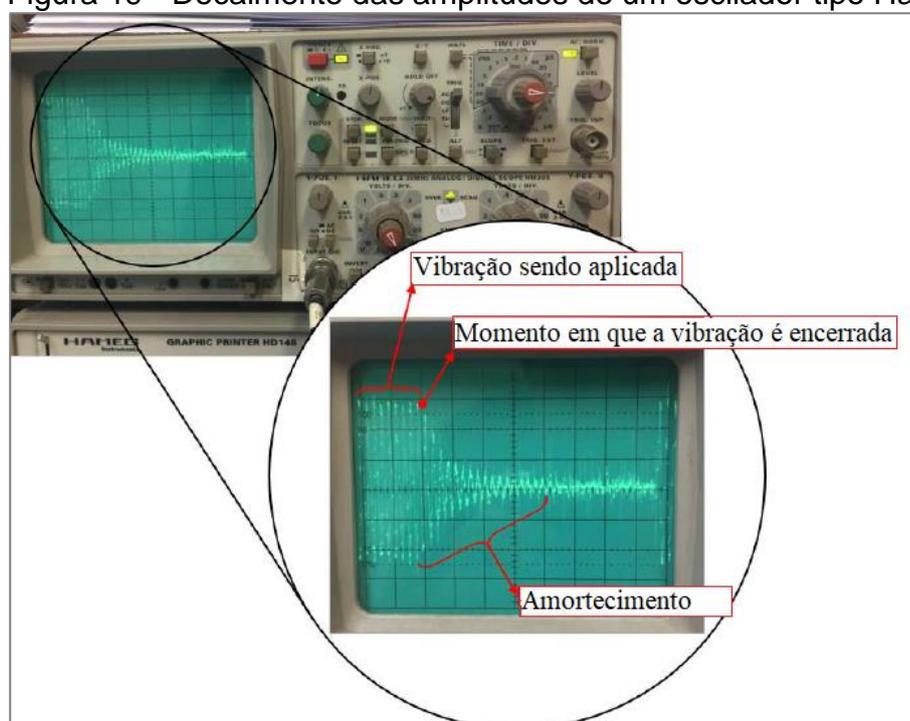
Fonte: Fernandes (2018).

Dentre os modelos de equipamentos de coluna ressonante, destacam-se os osciladores tipo Hall (Hall e Richart, 1963) e Hardin (Hardin e Music, 1965). Para mais informações sobre a descrição de cada modelo, ver Fernandes (2018) para o primeiro e Barros e Hachich (1998) para o segundo.

O módulo de cisalhamento do solo é calculado a partir da teoria de propagação das ondas em barras, no momento em que a frequência do conjunto equipamento e corpo-de-prova entram em ressonância. O amortecimento pode ser extraído, dentre outros métodos, pelo decaimento das vibrações livres.

A Figura 19 mostra a tela de monitoramento da amplitude da resposta de acelerômetros em função do tempo de um oscilador tipo Hall. Observa-se o momento em que a excitação torcional é encerrada e o decaimento das oscilações, de onde se estima o amortecimento.

Figura 19 - Decaimento das amplitudes de um oscilador tipo Hall.



Fonte: Fernandes (2018).

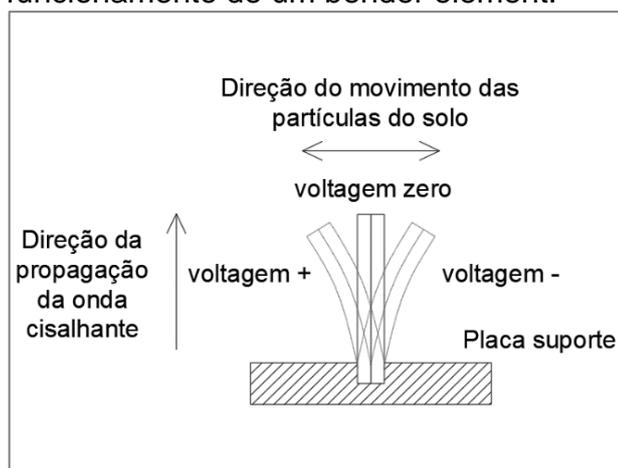
2.3.4. **Ensaio Triaxial com Bender Elements**

Um dos princípios dos ensaios para se determinar a velocidade de propagação de ondas no solo é a partir do cálculo direto entre a distância percorrida e o tempo medido. Na maioria dos casos, segundo Barros e Hachich (1998), determinava-se apenas a velocidade das ondas P, em meio às dificuldades de determinar a chegada das Ondas S. O uso de bender elements surgiu da necessidade de se medir com precisão a chegada dessas ondas.

Bender elements são pequenas placas retangulares piezo-cerâmicas instaladas em cabeçotes e pedestais de equipamentos convencionais, como o

triaxial, sendo que parte dessas placas fica inserida no interior do corpo de prova. Sob a passagem de uma excitação elétrica, o bender element sofre flexão, da mesma forma que, caso fletido mecanicamente, gera um sinal elétrico correspondente, como ilustrado esquematicamente na Figura 20.

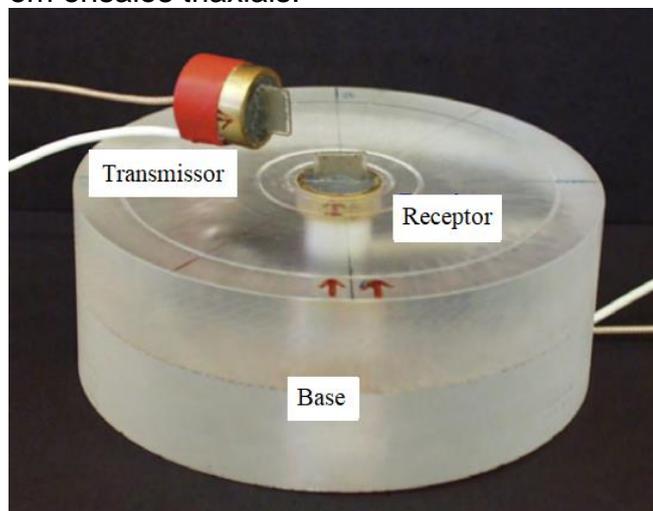
Figura 20 - Representação esquemática do funcionamento de um bender element.



Fonte: Kramer (1996).

A velocidade de propagação da onda cisalhante é medida por um par de bender elements. O bender element situado no cabeçote, utilizado como um transmissor, recebe um sinal elétrico e emite Ondas S. Enquanto isso, o bender element do pedestal, utilizado como um receptor, recebe o estímulo da onda S e transforma em sinais elétricos, como visto na Figura 21. Com isso, determina-se o tempo de translado da Onda S.

Figura 21 - Par de bender elements utilizados em ensaios triaxiais.



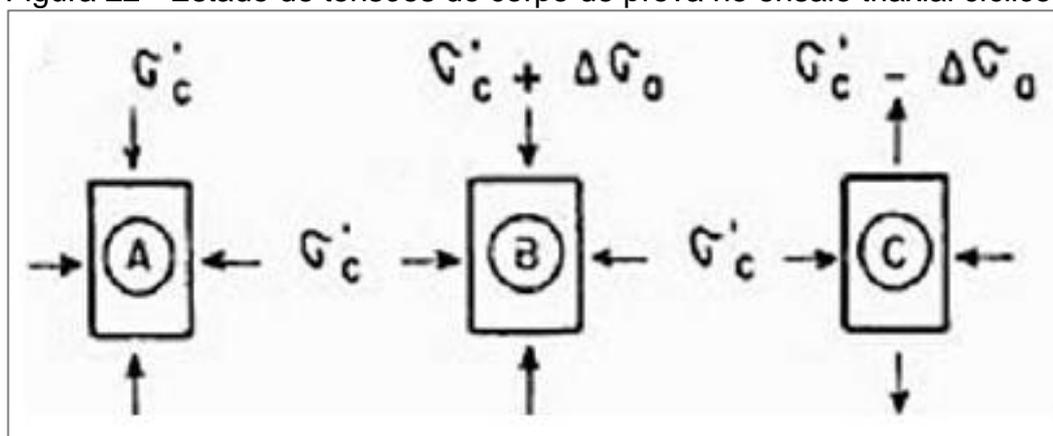
Fonte: Chan (2010).

O valor do $G_{\text{máx}}$ pode ser medido em qualquer fase do ensaio triaxial por meio da Equação 5. Essa técnica, comentam Barros e Hachich (1998), tem a vantagem de obter o $G_{\text{máx}}$ de forma mais simples, tanto com relação ao procedimento laboratorial quanto no cálculo, em comparação ao ensaio de coluna ressonante. No entanto, não permite obter informações sobre o coeficiente de amortecimento do solo nem o valor de G para maiores deformações.

2.3.5. Ensaio Triaxial Cíclico

De forma semelhante à sua versão estática, no triaxial cíclico o corpo de prova é submetido ao processo de saturação e adensamento. Chegando à tensão efetiva do ensaio, estado hidrostático de tensões (A), aplica-se o carregamento axial cíclico (B e C), Figura 22.

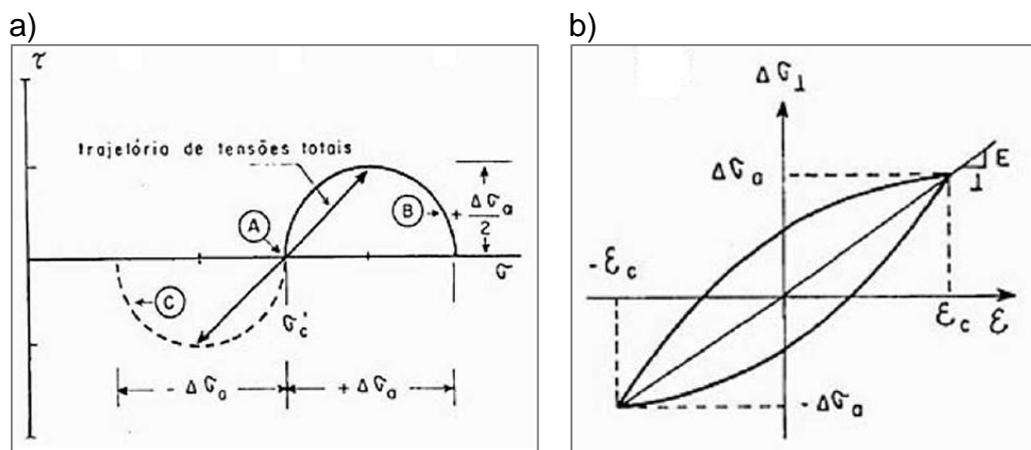
Figura 22 - Estado de tensões do corpo de prova no ensaio triaxial cíclico.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

Na Figura 23 (a) é representada a trajetória de tensões no espaço $\tau \times \sigma$. Nota-se que o Ponto A corresponde ao estado hidrostático de tensões, fase final do adensamento, Ponto B é o estado de carregamento axial máximo e o Ponto C é o estado de carregamento axial mínimo. Na Figura 23 (b) apresenta-se uma laçada de histerese típica do ensaio triaxial cíclico.

Figura 23 - Trajetória de tensões e laçada de histerese típicas do ensaio triaxial cíclico. a) Trajetória de tensões. b) Laçada de histerese.



Fonte: Barros e Hachich (1998).

A frequência de oscilação da carga na qual o ensaio será executado dependerá do tipo de problema a ser analisado. Esses problemas variam desde terremotos, que podem conter uma mistura complexa e aleatória de frequências, até vibrações de máquinas, que possuem uma frequência de excitação bem definida. A comunidade acadêmica, segundo Ishihara (1996), historicamente tem representado o carregamento dinâmico como uma oscilação senoidal, quadrada ou triangular de frequência única, e isso persiste até os dias atuais. Na Tabela 3 são apresentadas faixas de frequência utilizadas para representar problemas de engenharia no ensaio triaxial cíclico. Frequências inferiores a faixa de 0,05 Hz a 0,1 Hz são tratadas como problemas estáticos.

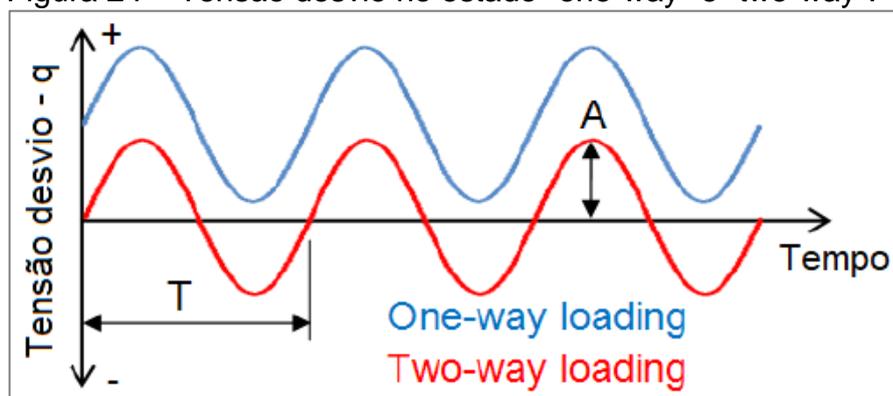
Tabela 3 - Faixa de frequências normalmente utilizadas no ensaio triaxial cíclico.

Natureza do Carregamento	Frequência Típica do Teste
Ondas do Mar	0,1 Hz
Ação do Vento	0,1 – 1,0 Hz
Terremotos	1 Hz
Trânsito Ferroviário	> 1 Hz
Vibração de Máquinas	≤ 20 Hz

Fonte: GDS Instruments (2014).

Dois estados de tensões podem ser implementados no triaxial cíclico, o que a literatura chama de “one-way” e “two-way”, como ilustrado na Figura 24.

Figura 24 – Tensão desvio no estado "one-way" e "two-way".



Fonte: GDS Instruments (2014).

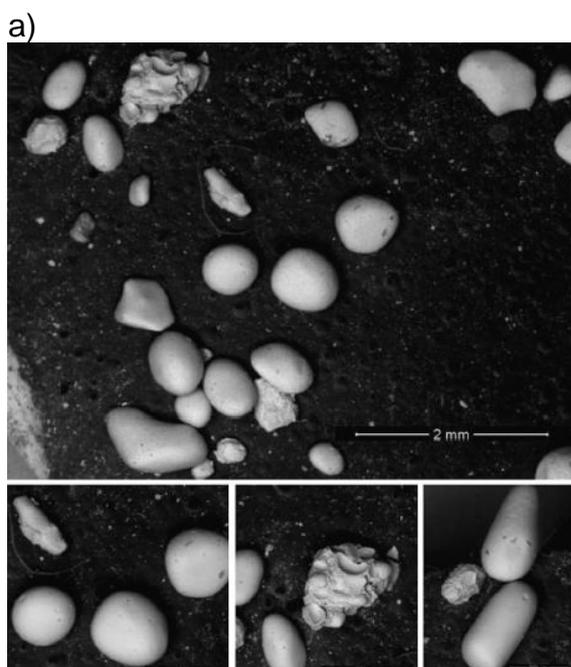
No estado de tensões “two-way” há a alternância da tensão efetiva principal entre a direção vertical e a horizontal. Neste caso, a tensão desvio máxima é superior à tensão confinante e a tensão desvio mínima chega a ser inferior à tensão desvio confinante. Já o estado de tensões “one-way”, a tensão efetiva principal sempre permanece na direção vertical, e as tensões desvios máxima e mínima são sempre superiores à tensão confinante.

3. SOLOS CARBONÁTICOS

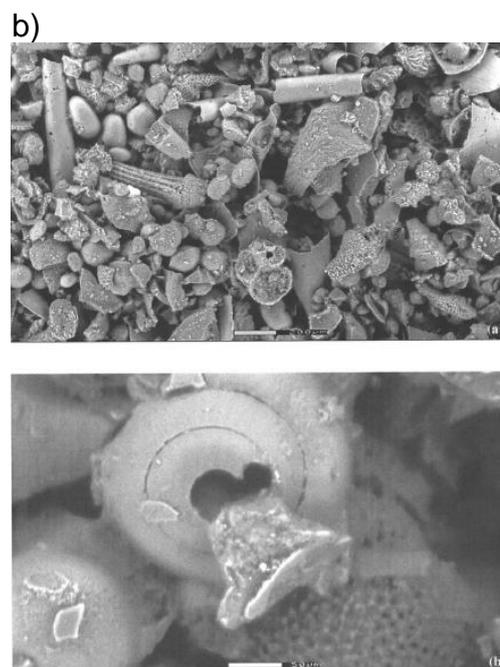
3.1. Origem e Natureza

Solos carbonáticos são o resultado da sedimentação natural de partículas, que envolve processos biológicos, mecânicos, físicos e químicos (Salem et al., 2013). São caracterizados por ter um espaço vazio intra-particular notável, cavidades consideráveis dentro de seus corpos, e por um formato irregular de partículas, como placas curvas e tubos ocos (Figura 25) provenientes de fragmentos de conchas do mar e restos de esqueletos de pequenos microrganismos marinhos.

Figura 25 – Vista de partículas de areias carbonáticas por meio de microscópio. a) Partículas de areia carbonática. b) Textura das partículas de areia carbonática.



Fonte: Salem et al. (2013)



Fonte: Sharma e Ismaill (2006)

De acordo com Salem et al. (2013), amostras desse tipo de solo submetidas à difração de raios X revelam a constituição mineralógica de suas partículas, que são ricas em cálcio. Como mostra a Tabela 4, a areia carbonática estudada, que é da localidade de Dabaa, Costa Norte do Egito, apresenta 55,4% de CaO, fato que se deve ao ambiente em que esses solos são formados.

Tabela 4 - Composição mineralógica de uma areia carbonática.

Mineral	Percentual (%)
SiO ₂	0,28
TiO ₂	0,02
Al ₂ O ₃	0,12
Fe ₂ O ₃	0,02
MnO	< 0,01
MgO	0,20
CaO	55,4
Na ₂ O	< 0,01
K ₂ O	0,02
P ₂ O ₅	0,06
SO ₃	0,12
Cl	< 0,01
L.I.O – Perda por Ignição	43,53

Fonte: Salem et al. (2013)

3.2. Propriedades Físicas

O índice de vazios (e) das areias é a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos, que normalmente varia entre 0,20 a 0,50 para o estado mais compacto e entre 0,80 a 1,20 para o estado mais fofo, Kullhawy e Mayne (1990, apud Salem et al., 2013). Cataño (2006) realizou 13 ensaios com areias carbonáticas, alterando o seu estado de compactidade e determinando o índice de vazios. O autor encontrou valores de “ e ” com variações entre 0,50 a 1,60 para o estado mais compacto e entre 1,10 a 2,00 para o estado mais fofo, mostrando que as areias carbonáticas apresentam mais volume de vazios em relação ao volume de sólidos do que areias típicas.

A densidade real dos grãos (G_s) é uma propriedade dos sólidos do solo e está fortemente ligada à sua mineralogia. As areias carbonáticas apresentam valores da ordem de 2,75 (calcita) a 2,95 (aragonita), valores mais elevados do que o G_s de areias quartzosas, que é da ordem de 2,65 (Salem et al., 2013). Na Tabela 5 estão apresentados índices físicos de areias carbonáticas encontrados na literatura.

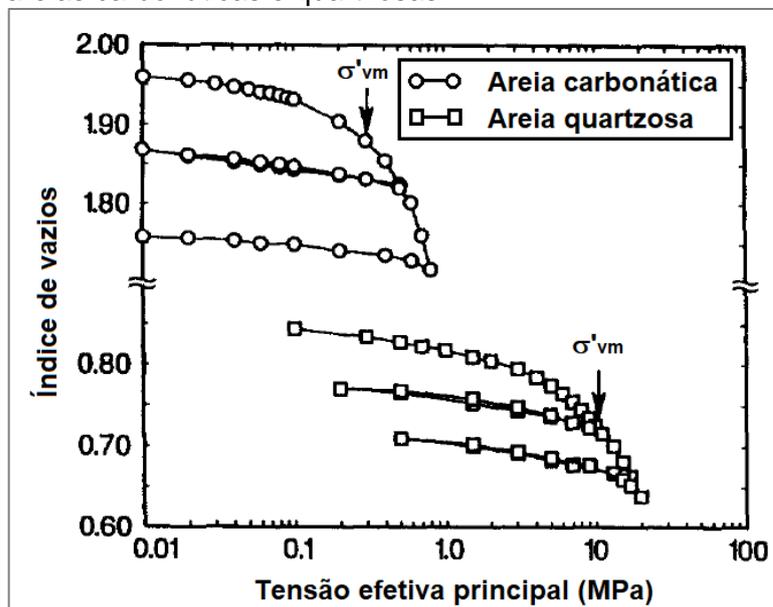
Tabela 5 - Índices físicos de areias carbonáticas.

Origem da areia carbonática	Densidade real dos grãos G_s	Diâmetro efetivo do solo D_{10} (mm)	Coeficiente de uniformidade C_u	Índice de vazios mínimo e_{min}	Índice de vazios máximo e_{max}
North Coast	2,79	0,15	2,40	0,75	1,04
Cabo Rojo	2,86	0,20	1,05	1,34	1,71
Playa Santa	2,75	0,16	2,75	0,80	1,22
Dogs Bay	2,75	0,24	2,06	0,98	1,83
Ewa Plains	2,72	0,20	5,05	0,66	1,30

Fonte: Salem et al. (2013).

Esses solos apresentam mudança de comportamento ao ultrapassarem um determinado nível de tensões confinantes, a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), passando de um estado mais rígido para um estado plástico. Hyodo et al. (1996) comparou curvas de consolidação isotrópica obtidas em ensaios triaxiais, onde ele levou amostras de solo de origem carbonática e quartzosa até o escoamento dos materiais, como se observa na Figura 26.

Figura 26 - Comportamento sob compressão isotrópica de areias carbonáticas e quartzosas.



Fonte: Hyodo et al. (1996)

Há uma diferença significativa entre o comportamento das areias carbonáticas e o das quartzosas, quando avaliadas ao estado de compressão isotrópica. Enquanto as areias quartzosas apresentam tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) de 10 MPa, as areias carbonáticas mudam para um comportamento mais plástico em tensões confinantes bem inferiores, da ordem de 300 kPa. O autor

justificou essa diferença de valores devido à baixa resistência do contato entre os grãos das areias carbonáticas. Comparando a inclinação da reta virgem (C_c), a de origem carbonática indica uma elevada compressibilidade em relação à de origem quartzosa. Por outro lado, no trecho pré-adensado, ambas as areias apresentam o mesmo índice de recompressão (C_r). Isso é atribuído ao fato de que na zona de recompressão, não ocorre a quebra das partículas.

3.3. Comportamento Estático

A reconstituição de amostras de areias carbonáticas tem sido uma alternativa frequente para estudar o comportamento desses solos, visto que a obtenção de amostras indeformadas está associada a altos custos devido à sua origem offshore (Sharma e Ismaill, 2006).

3.3.1. Preparação da Amostra

O processo de preparação da amostra é o mesmo, tanto para os ensaios estáticos quanto para os cíclicos. Algumas particularidades foram relatadas por pesquisadores, como Salem et al. (2013) e Hyodo et al. (1996), ao preparar amostras de areias carbonáticas, principalmente com relação à saturação da amostra. Por isso, mudanças nos procedimentos convencionais de preparação de amostras foram tomadas e, por esse motivo, algumas peculiaridades serão destacadas neste item.

O processo de saturação de solos arenosos, normalmente, não demanda de longos períodos nem de altos níveis de contrapressão, devido a sua elevada permeabilidade. No entanto, autores como Salem et al. (2013) relatam dificuldades ao saturar amostras de areias carbonáticas, por causa dos espaços vazios intraparticulares, típicos desse tipo de solo. A estratégia adotada por eles para desaerar e saturar a amostra foi a de realizar incrementos de pressão e contrapressão, simultaneamente, de 50 kPa em intervalos de 40 minutos. Em seguida, a amostra é deixada sob uma contrapressão de 280 kPa durante a noite, terminando-se o processo de saturação no dia seguinte, atingindo contrapressões da ordem de 400 kPa. Essa metodologia conferiu parâmetro de poropressão B de Skempton mínimos de 0,98 para todas as amostras ensaiadas.

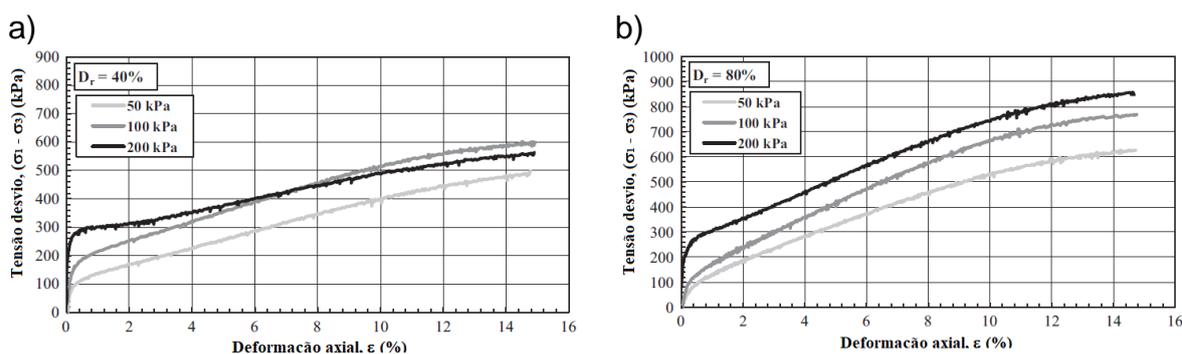
Visto que os solos carbonáticos necessitam de um processo rigoroso de desaeração, os autores Hyodo et al. (1996) recomendam saturar as amostras com água desaerada e mantê-las sob vácuo por 24 horas, para eliminar o ar. Valores de parâmetro de poropressão B de Skempton menores que 0,96 não foram aceitos pelos mencionados autores.

3.3.2. Ensaio Triaxial Estático

Salem et al. (2013) estudou o comportamento não drenado de areias carbonáticas de Dabaa, Egito, através de uma série de ensaios triaxiais não drenados isotropicamente consolidados, sob três níveis de tensão efetiva confinante (σ'_c) 50, 100 e 200 kPa, nas compacidades relativas (D_r) de 40 % e 80 %, equivalentes a um estado de compactação fofo e compacto, respectivamente.

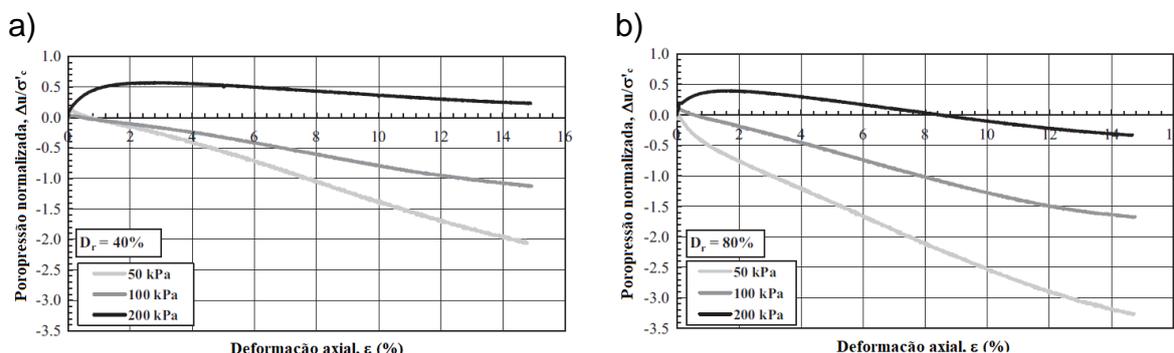
Os resultados dos ensaios foram representados na forma de gráficos, onde se relacionam a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e a poropressão normalizada ($\Delta u/\sigma'_c$) com a deformação axial (ϵ). A Figura 27 (a) e a Figura 28 (a) ilustram os resultados para o estado fofo, e a Figura 27 (b) Figura 28 (b), estado compacto.

Figura 27 - Tensão desvio x deformação axial para a areia carbonática de Dabaa. a) Estado fofo. b) Estado compacto.



Fonte: Salem et al. (2013).

Figura 28 - Poropressão normalizada x deformação axial para a areia carbonática de Dabaa. a) Estado fofo. b) Estado compacto.



Fonte: Salem et al. (2013).

Das amostras ensaiadas, apenas a amostra compacta e de tensão confinante 50 kPa não apresentou comportamento contrativo inicial. As amostras com índice de vazios elevados ($D_r = 40\%$) têm uma tendência maior de redução de volume, em comparação com as amostras mais densas ($D_r = 80\%$), fato que se deve ao rearranjo das partículas durante o cisalhamento, pois naquele estado ainda há espaços vazios para ser atingido um grau mais alto de empacotamento das partículas. Ambas as amostras ensaiadas apresentam comportamento dúctil durante o cisalhamento, sem demonstrar ruptura clara.

Ata et al. (2018) realizaram ensaios triaxiais e de cisalhamento direto em areias carbonáticas em duas localidades do Egito, Marbella e Al-Agami, nos estados mais fofo e mais denso possíveis. No cisalhamento direto utilizaram tensões normais relativamente elevadas, partindo de 48,8 kPa até 910 kPa. No triaxial estático, foram exploradas tensões confinantes de 100, 200 e 300 kPa. A Tabela 6 resume os parâmetros de resistência encontrados.

Tabela 6 - Parâmetros de resistência obtidos para areias carbonáticas e quartzosas.

Areia	Cisalhamento Direto			Ensaio Triaxial	
	Compacidade			Compacidade	
	Fofo	Compacto		Fofo	Compacto
		Pico	Residual		
ϕ (°)	ϕ (°)	ϕ (°)	ϕ (°)	ϕ (°)	
Marbella	30,40	41,30	29,40	35,40	41,34
Al-Agami	31,40	41,22	30,14	34,60	40,90
Quartzosa	33,14	41,00	37,40	34,45	41,30

Fonte: Ata et al. (2018).

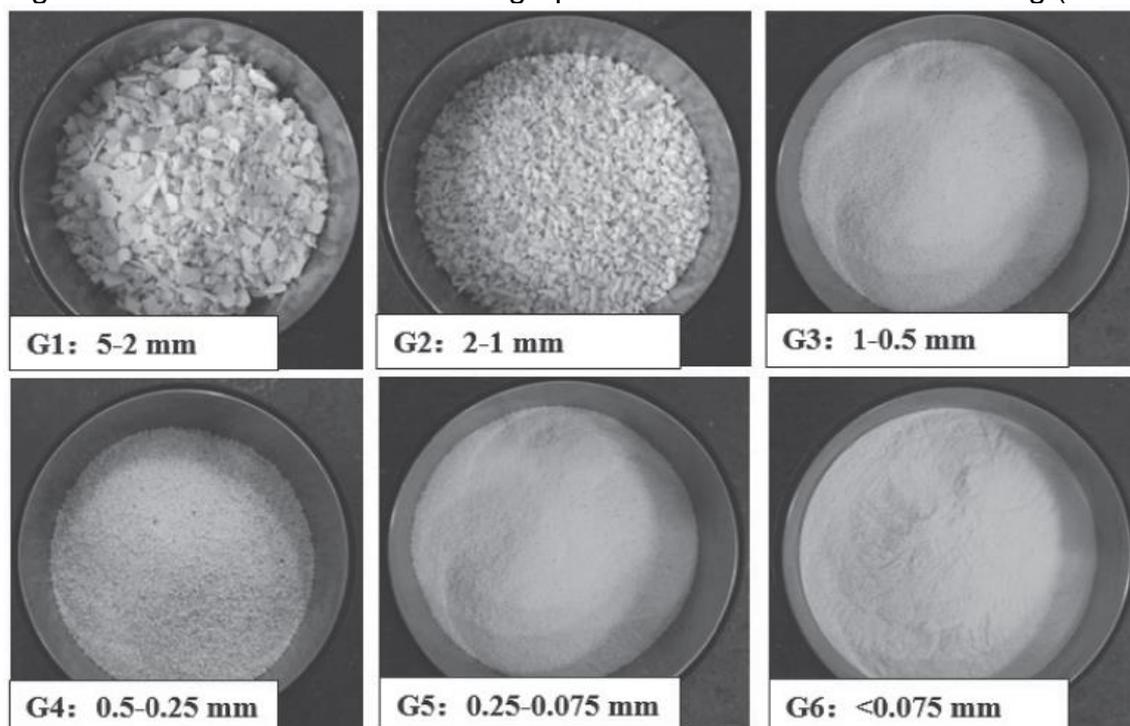
O valor de ângulo de atrito encontrado para o estado mais compacto foi de $41,34^\circ$ e de $40,90^\circ$ para as areias de Marbella e Al-Agami, respectivamente. E, para o estado mais fofo, o valor encontrado foi de $35,4^\circ$ e $34,6^\circ$, para as areias de Marbella e Al-Agami, respectivamente. Os resultados dos ensaios triaxiais apresentaram resultados concordantes. Os autores comentam que as duas areias apresentam valores de ângulo de atrito similar porque possuem composição mineralógica semelhante.

Cataño e Pando (2010) realizaram ensaios triaxiais não drenados em areias carbonáticas de Cabo Rojo, sudoeste de Porto Rico, e obtiveram ângulos de atrito de $39,8^\circ$ para o estado medianamente compacto e de $41,2^\circ$ para o estado compacto, resultados semelhantes aos de Ata et al. (2018). As compacidades relativas ensaiadas foram de 36 % a 50 %, para o estado medianamente compacto, e de 81 % a 95 %, para o estado compacto, com tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 300 kPa.

Nos estudos de Ratton e Sayão (1994), areias carbonáticas da Ilha de Santa Lúcia, Caribe, e areias quartzosas de Ipanema, Rio de Janeiro, foram analisadas em ensaios triaxiais axissimétricos nas condições drenada e não drenada. As areias possuíam características físicas semelhantes, porém composição mineralógica distintas. As amostras foram ensaiadas na faixa de tensões confinantes entre 50 e 550 kPa. Os autores concluíram que os dois tipos de solo apresentaram comportamento tensão-deformação-resistência semelhantes para as duas condições de carregamento e envoltórias efetivas de resistência praticamente coincidentes.

Kuang et al. (2020) verificaram a influência da granulometria no ângulo de atrito de uma areia carbonática de Nansha, região sul da China, por meio do ensaio triaxial. Foram testados seis grupos de granulometria diferentes, conforme mostrado na Figura 29, todas na compacidade relativa de 70%, sob as tensões confinantes de 50, 200, 400 e 800 kPa.

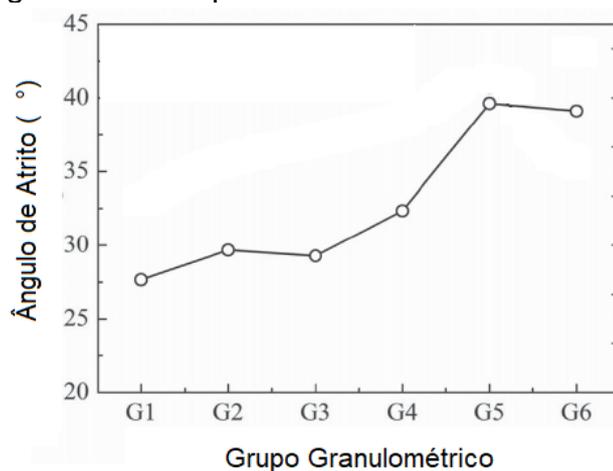
Figura 29 - Granulometria dos seis grupos utilizados no estudo de Kuang (2020).



Fonte: Kuang et al. (2020).

Os resultados obtidos para o ângulo de atrito em função do grupo granulométrico estão ilustrados na Figura 30.

Figura 30 - Variação entre ângulo de atrito e granulometria para areia carbonática.



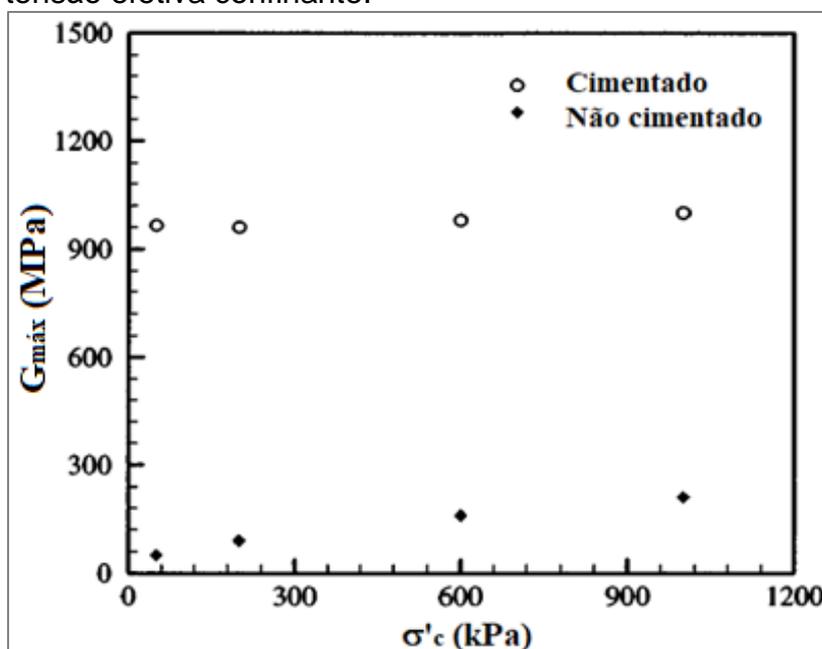
Fonte: Adaptado de Kuang et al. (2020).

Os autores concluíram que o ângulo de atrito depende da granulometria da areia carbonática, aumentando conforme diminui o tamanho das partículas.

3.3.3. Degradação da Rigidez

A degradação da rigidez é a redução do módulo de deformação com o aumento do nível de deformação. Sharma e Fahey (2003) obtiveram resultados que representam a rigidez inicial de solos carbonáticos, como o módulo de cisalhamento máximo, ($G_{\text{máx}}$), Figura 31, através de ensaios triaxiais estáticos não drenados, na faixa de tensões confinantes efetivas de 50 a 1.000 kPa. Os ensaios foram realizados em areias carbonáticas não cimentadas e artificialmente cimentadas.

Figura 31 - Variação do módulo de cisalhamento com a tensão efetiva confinante.



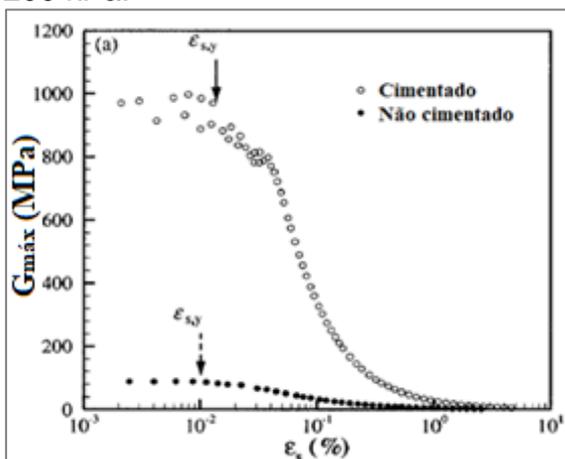
Fonte: Sharma e Fahey (2003).

O Figura 31 mostra que a variação de $G_{\text{máx}}$ de areias carbonáticas cimentadas praticamente não variou na faixa de tensões ensaiadas por Sharma e Fahey (2003), ao contrário das amostras não cimentadas. Os autores justificaram que, durante a consolidação, não houve degradação significativa da cimentação entre as partículas e que o estado de tensões ocorreu abaixo da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), cujo valor desse material é 2,5 MPa. E ainda concluíram que o $G_{\text{máx}}$, para os solos cimentados, depende do grau de cimentação entre as partículas e não da tensão confinante efetiva.

A degradação da rigidez dos solos ocorre conforme cresce o nível de deformações, podendo ser representada pelo módulo de cisalhamento (G). Sharma e Fahey (2003) obtiveram valores de G para solos carbonáticos através de ensaios

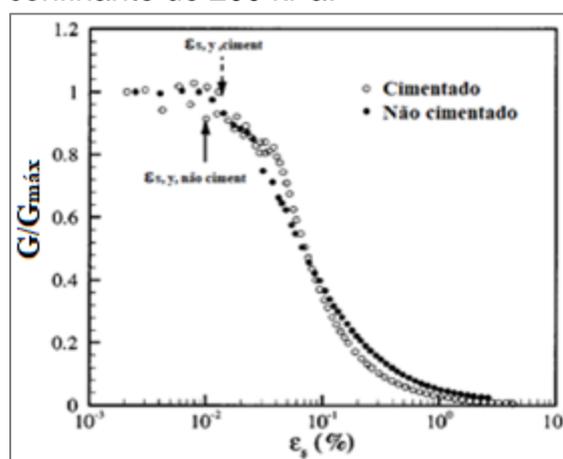
triaxiais estáticos não drenados, cujo valor é o coeficiente angular de uma reta que passa pela origem e por um ponto correspondente a uma amplitude de deformação em particular, no espaço “ $(\sigma_1 - \sigma_3) \times (3 \cdot \varepsilon_s)$ ”. Na Figura 32 e Figura 33 estão apresentados como ocorre a variação do G e $G/G_{m\acute{a}x}$, respectivamente, à medida que crescem os níveis de deformação ε_s , sob uma tensão confinante de 200 kPa.

Figura 32 - Comparação da degradação da rigidez de G na tensão confinante de 200 kPa.



Fonte: Sharma e Fahey (2003).

Figura 33 - Comparação da degradação da rigidez de $G/G_{m\acute{a}x}$ na tensão confinante de 200 kPa.



Fonte: Sharma e Fahey (2003).

Da Figura 33 observa-se, de forma qualitativa, que a degradação da rigidez ocorre de forma semelhante para as areias carbonáticas cimentadas e não cimentadas. No entanto, da Figura 32 observa-se que o G_0 obtido para a condição não cimentada é muito inferior aos valores obtidos para a condição cimentada.

3.4. Comportamento Cíclico

Salem et al. (2013) estudou o comportamento cíclico de areias carbonáticas de Dabaa, costa noroeste do Egito, e concluiu que a ruptura por carregamentos cíclicos é governada pelo desenvolvimento gradual de poropressões, até que ocorra o fenômeno da liquefação.

3.4.1. Quebra dos Grãos

A origem das areias carbonáticas faz desses um tipo solo com elevado potencial de degradação dos grãos. Dentre os estudos presentes na literatura para

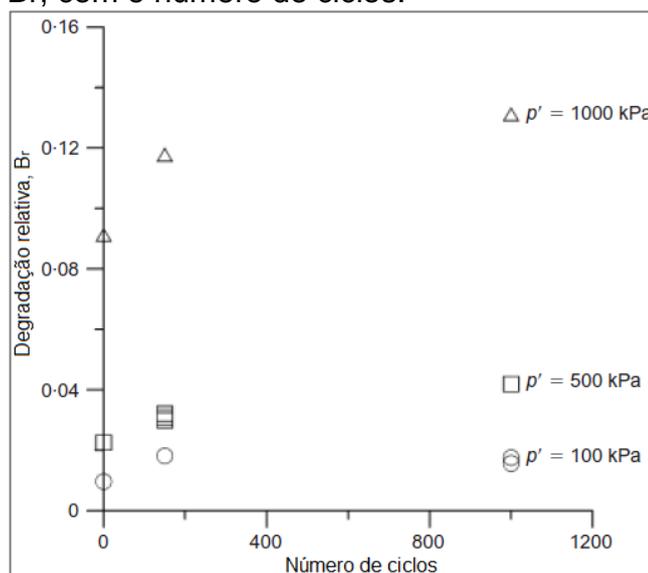
avaliar essa característica, destaca-se o método proposto por Hardin (1985). O método baseia-se na mudança da curva de distribuição granulométrica, antes e depois do ensaio de resistência, para quantificar a quebra dos grãos. Ele definiu a variável potencial de quebra dos grãos (B_p), como a área da curva granulométrica original até a peneira N° 200, representando a faixa de grãos onde é possível haver modificação, e a variável degradação total (B_t), como sendo a área entre as curvas granulométricas original e final, ou seja, após o ensaio de resistência. Por fim, definiu o fator relativo de quebra dos grãos (B_r) como (B_t/B_p).

Nos ensaios das areias carbonáticas de Salem et al. (2013), foi obtido B_r de 1,09% para os ensaios triaxiais estáticos e de 2,23% para os ensaios triaxiais cíclicos. Com esses valores, os autores afirmam que não há diferenças significativas na quebra dos grãos entre os ensaios estáticos e cíclicos na faixa de tensões confinantes efetivas testadas. Como mostra a Figura 26, comportamento sob compressão isotrópica realizada em solos carbonáticos semelhantes, Hyodo et al. (1996), a quebra dos grãos só é observada para tensões confinantes de 300 kPa. E nos ensaios de Salem et al. (2013), só foram ensaiadas amostras até tensões confinantes de 200 kPa. Então, era de se esperar B_r pequenos.

Salem et al. (2013) informa que B_r semelhantes foram obtidos por Hardin (1985) para solos de origem basáltica sob tensões confinantes efetivas semelhantes e que apenas para tensões confinantes da ordem de 3,4 MPa foram observadas B_r de 27%.

Donohue et al. (2009) estudaram o desempenho dinâmico de uma areia carbonática proveniente da costa oeste da Irlanda, por meio de ensaios triaxiais cíclicos. As amostras foram submetidas a tensões confinantes efetivas de 100, 500 e 1.000 kPa, e tiveram o seu comportamento analisado para 150, 1.000 e 5.000 ciclos. Os autores relataram que houve clara redução do tamanho das partículas com o acréscimo do número de ciclos para cada nível de tensão confinante, como mostra a Figura 34, que ilustra a variação do parâmetro de Hardin, B_r , com o número de ciclos para os primeiros 1.000 ciclos.

Figura 34 - Variação da degradação relativa, B_r , com o número de ciclos.



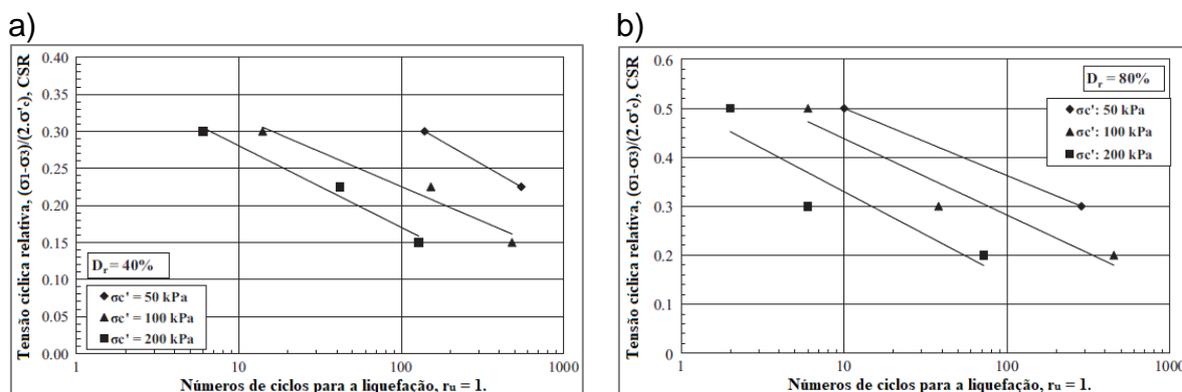
Fonte: Donohue et al. (2009).

Os autores concluíram que a degradação dos grãos ocorre de forma mais significativa para os primeiros 150 ciclos, aproximadamente 55 – 70 %, e que o aumento no número de ciclos implica no aumento da degradação relativa, B_r .

3.4.2. *Influência da Intensidade da Carga Cíclica*

De acordo com Salem et al. (2013), testes realizados em ensaios triaxiais cíclicos têm mostrado que, em amostras sob a mesma compacidade relativa e tensão confinante, o número de ciclos necessários para atingir a liquefação diminui à medida que se aumenta a tensão cíclica relativa ($CSR = (\sigma_1 - \sigma_3) / (2 \cdot \sigma'_c)$). Essa tendência foi observada tanto para o estado fofo, Figura 35 (a), quanto para o estado compacto, Figura 35 (b). Um parâmetro chamado r_u foi definido pelos autores como a razão entre o excesso de poropressão (Δu) e a tensão confinante (σ'_c). Quando ocorre a liquefação, o nível de excesso poropressão se iguala à tensão confinante, $r_u = (\Delta u) / \sigma'_c = 1$.

Figura 35 - Variação da tensão cíclica relativa com o número de ciclos necessários a liquefação. a) Estado fofo ($D_r = 40\%$). b) Estado compacto ($D_r = 80\%$).



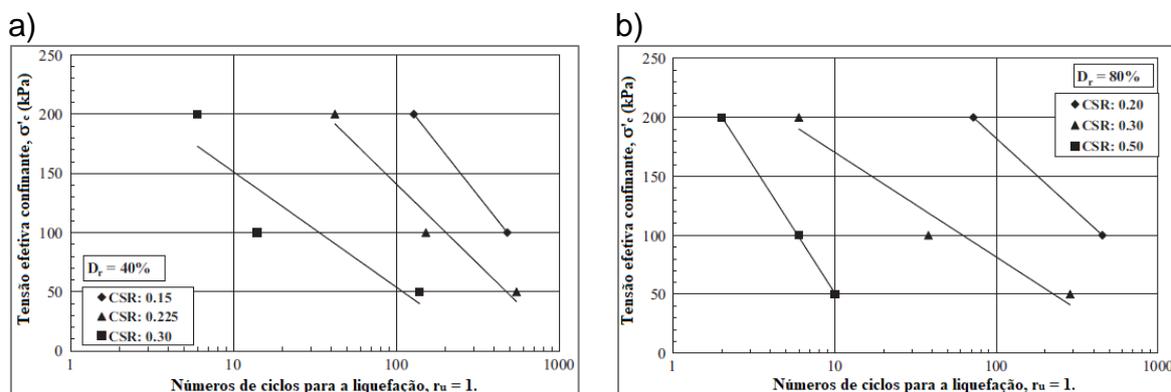
Fonte: Salem et al. (2013).

Outro meio presente na literatura técnica para avaliar a influência da intensidade da carga cíclica (Ishihara, 1996) é verificar qual a tensão cíclica relativa (CSR) necessária para causar a liquefação do solo em 20 ciclos.

3.4.3. Influência da Tensão Efetiva Confinante

O efeito que a tensão efetiva confinante exerce no fenômeno da liquefação está ilustrado na Figura 36 (a) e (b), para as amostras fofo e compacta, respectivamente.

Figura 36 - Variação da tensão confinante efetiva com o número de ciclos para a liquefação. a) Estado fofo ($D_r = 40\%$). b) Estado compacto ($D_r = 80\%$).



Fonte: Salem et al. (2013).

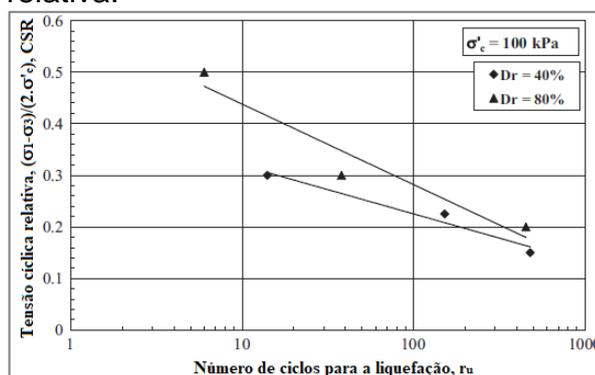
Da Figura 36, Salem et al (2013) observaram que, para amostras construídas em uma determinada compactidade relativa e submetida a uma dada tensão cíclica relativa, o número de ciclos para atingir a liquefação reduz a medida

que a tensão confinante efetiva aumenta. Os autores atribuíram esse comportamento ao fato de amostras mais confinadas apresentarem tendência mais contrativa, conforme observado nos ensaios triaxiais estáticos.

3.4.4. *Influência da Compacidade Relativa*

Salem et al (2013) estudou a o efeito da compacidade relativa na susceptibilidade a liquefação de areias carbonáticas, estando as amostras na mesma tensão confinante efetiva. A Figura 37 mostra o número de ciclos necessários para atingir a liquefação em função da tensão cíclica relativa. Quanto maior a compacidade relativa, maior o número de ciclos necessários para causar liquefação.

Figura 37 - Número de ciclos para atingir a liquefação em função da tensão cíclica relativa.

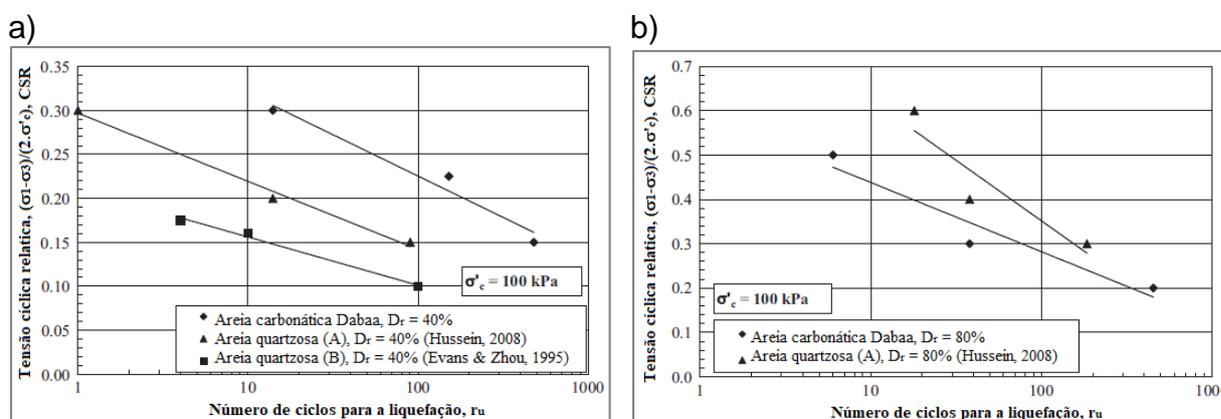


Fonte: Salem et al. (2013).

3.4.5. *Comparação do Comportamento Cíclico das Areias Carbonáticas com Areias Quartzosas*

Segundo Salem et al. (2013), em geral, as areias carbonáticas seguem o mesmo comportamento cíclico esperado para areias quartzosas. O autor ainda comenta que a sua pesquisa e outras da literatura tem mostrado que areias carbonáticas nem sempre, apesar de possuírem maior índice de vazios, são mais susceptíveis a liquefação (Hussein, 2008, e Evans e Zhou, 1995). Isso varia conforme a compacidade relativa, como mostra a Figura 38.

Figura 38 - Comparação da areia carbonática de Dabaa com areias quartzosas da literatura. a) Estado fofo ($D_r = 40\%$). b) Estado compacto ($D_r = 80\%$).



Fonte: Salem et al. (2013).

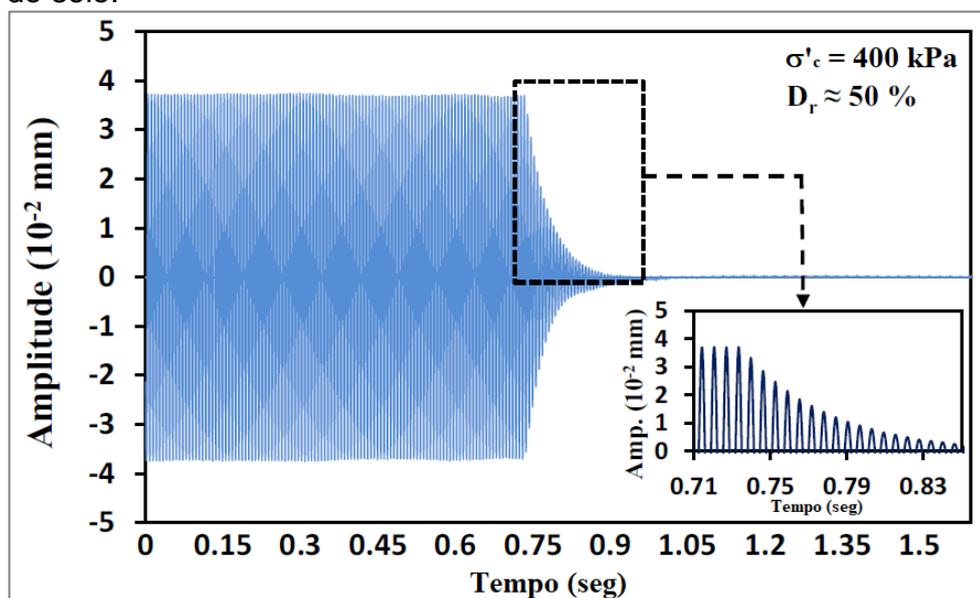
Para a compactidade relativa de 40 %, Figura 38 (a), as areias carbonáticas apresentam melhor desempenho ao carregamento cíclico, pois precisam de um número maior de ciclos para atingir a liquefação, o que não é observado para a compactidade relativa de 80 %, Figura 38 (b). Os autores justificam isso devido aos diferentes formatos dos grãos das areias carbonáticas, que promovem maior intertravamento entre as partículas, e esse efeito é mais pronunciado no estado fofo.

3.4.6. Parâmetros Dinâmicos de Areias Carbonáticas

Jafarian e Javdanian (2019) realizaram ensaios dinâmicos e cíclicos em areias carbonáticas do Golfo Pérsico, Iran, verificando a influência da compactidade relativa e da tensão confinante nos parâmetros dinâmicos do solo. Os ensaios foram conduzidos em tensões confinantes (σ'_c) de 40, 200 e 400 kPa e em compactidades relativas (D_r) de 50% e 80%.

Na faixa de deformações cisalhantes entre 10^{-4} e 10^{-2} %, foi utilizado o ensaio de coluna ressonante para obter o módulo de cisalhamento e o amortecimento. O primeiro é obtido por meio da teoria da propagação de ondas unidimensionais, Equação 5, e o segundo foi obtido através da curva de decaimento livre, Figura 39.

Figura 39 - Curva de decaimento livre para estimar o amortecimento do solo.

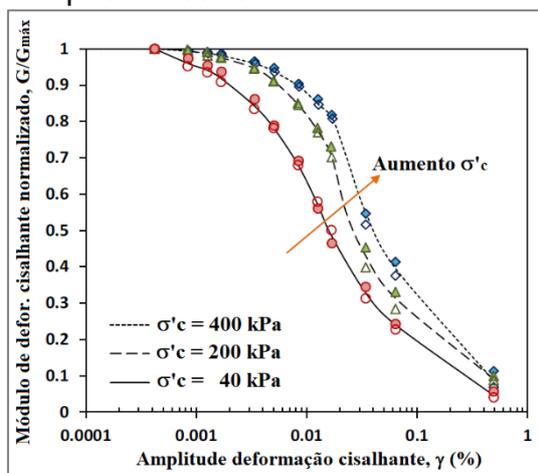


Fonte: Jafarian e Javdanian (2019).

Ensaio triaxiais cíclicos foram utilizados para determinar os parâmetros dinâmicos do solo na faixa de deformação cisalhante entre 10^{-2} e 1 %. O módulo de deformação cisalhante foi determinado no décimo ciclo de carga como sendo a inclinação da linha secante entre os pontos extremos da laçada de histerese. A razão de amortecimento é calculada segundo a Equação 8.

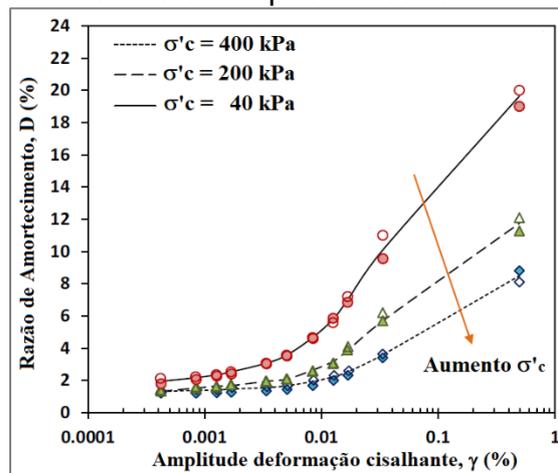
O valor máximo para o módulo de deformação cisalhante ($G_{m\acute{a}x}$) foi obtido para pequenas deformações, da ordem de 10^{-4} %, no ensaio coluna ressonante. Com esse valor, Jafarian e Javdanian (2019) analisaram em um gráfico os efeitos da variação da compactidade relativa e da tensão confinante da areia carbonática do Golfo Pérsico, Iran, na curva do módulo de deformação cisalhante normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) e na razão de amortecimento, como se observa na Figura 40 e Figura 41, respectivamente. Em relação aos gráficos, símbolos cheios representam o estado compacto ($D_r = 80$ %) e símbolos vazios representam o estado fofo ($D_r = 50$ %).

Figura 40 - Variação de $G/G_{\text{máx}}$ sob diferentes tensões confinantes e compacidades relativas.



Fonte: Jafarian e Javdanian (2019).

Figura 41 - Variação da razão de amortecimento sob diferentes tensões confinantes e compacidades relativas.

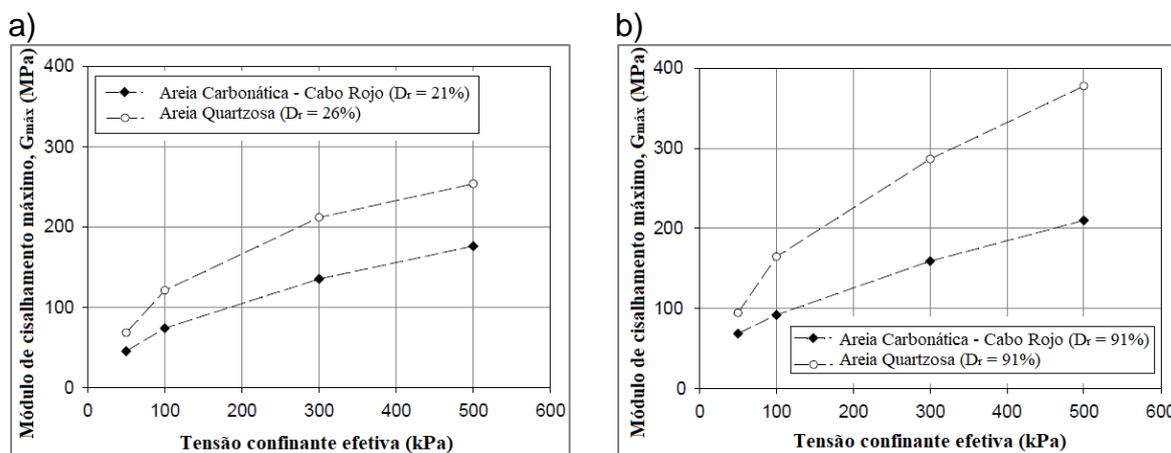


Fonte: Jafarian e Javdanian (2019).

Das Figura 40 e Figura 41 os autores concluíram que as propriedades dinâmicas $G_{\text{máx}}$ e D são praticamente independentes da compactidade relativa. E que, com o aumento da tensão confinante efetiva (σ'_c), o módulo de cisalhante máximo ($G_{\text{máx}}$) aumenta e a razão de amortecimento (D) diminui.

Cataño e Pando (2010) realizaram ensaios de coluna ressonante em areias carbonáticas de Cabo Rojo, sudoeste de Porto Rico, preparadas em três compacidades relativas diferentes: fofa, 21 % a 26 %, medianamente compacta, 58 % a 59 %, e compacta, 91 %. E para quatro níveis de tensão confinante efetivas, 50, 100, 300 e 500 kPa. Os resultados foram comparados com uma areia quartzosa, como mostram a Figura 42 (a), para o estado fofo, e a Figura 42 (b), para o estado compacto.

Figura 42 - Comparação do módulo de cisalhamento máximo de uma areia carbonática e de uma areia quartzosa. a) Estado fofo. b) Estado compacto.

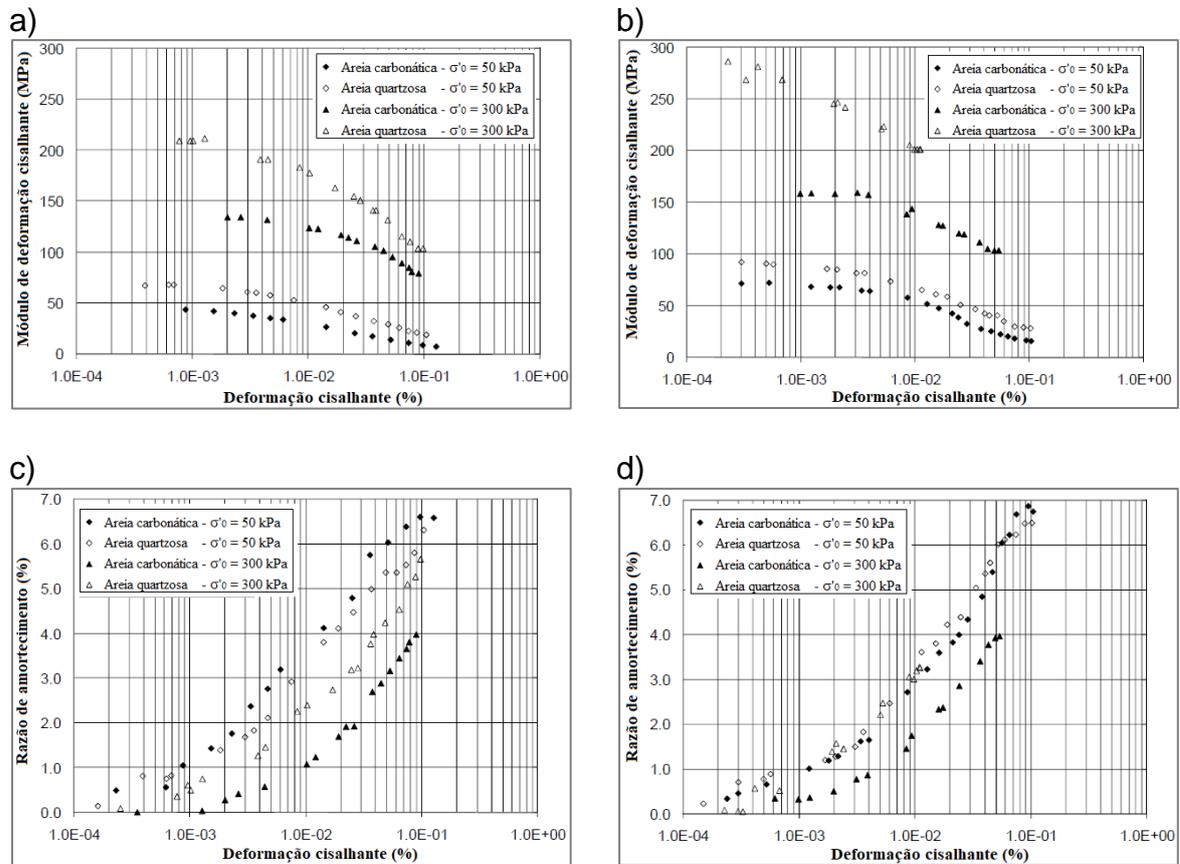


Fonte: Cataño e Pando (2010).

Pela Figura 42 (a) e (b), observa-se que a areia quartzosa possui uma resposta melhor a solicitações dinâmicas do que a areia carbonática de Cabo Rojo, já que é mais rígida para essas condições de carregamento, com valores de G_{\max} variando de 68 MPa a 378 MPa, para a primeira, e de 45 MPa a 210 MPa, para a segunda.

Cataño e Pando (2010) também compararam a variação dos parâmetros dinâmicos G e D com a variação da deformação cisalhante. Na Figura 43 estão apresentados os resultados encontrados para o nível de tensão confinante efetiva entre 50 e 300 kPa, para o estado fofo e compacto.

Figura 43 - Variação das propriedades dinâmicas em função do nível de deformação cisalhante. a) e c) Estado fofo. b) e d) Estado compacto.



Fonte: Cataño e Pando (2010).

Tanto para o estado fofo quanto para o estado compacto, as areias quartzosas apresentam maior módulo cisalhante. No estado fofo, as areias carbonáticas exibiram maior razão de amortecimento para baixas tensões confinantes ($\sigma'_c = 50$ kPa), fato não observado para tensões mais elevadas ($\sigma'_c = 300$ kPa). No estado compacto, a areia quartzosa mostrou pouca variação da razão de amortecimento em função do nível de tensão confinante, comportamento não seguido pelas areias carbonáticas.

4. PROPOSTA DE CORRELAÇÕES PARA MÓDULO CISALHANTE (G) E AMORTECIMENTO (D)

4.1. Metodologia Utilizada nas Correlações

Na presente pesquisa, duas propostas são apresentadas para previsão do comportamento dinâmico de areias carbonáticas, onde se propõem dois modelos ($G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$) que são comparados com propostas disponíveis na literatura técnica. Os modelos utilizados nas comparações foram o Modelo Hiperbólico (Ishihara, 1996) e Ishibashi e Zhang (1993).

Para o desenvolvimento das propostas de correlações, procedeu-se à execução das seguintes etapas: definição do local de estudo e caracterização do solo estudado, definição de modelos utilizados para comparação, definição dos métodos estatísticos utilizados e desenvolvimento das propostas e análises dos resultados.

4.2. Definição do Local de Estudo e Caracterização do Solo Estudado

As areias carbonáticas utilizadas nesta etapa do estudo foram obtidas de Cataño e Pando (2010), provenientes de Cabo Rojo, sudoeste de Porto Rico. Os autores realizaram ensaios de caracterização e ensaios dinâmicos, dentre os quais se destaca o ensaio de coluna ressonante. Com isso, obtiveram propriedades físicas e parâmetros dinâmicos, como módulo de deformação cisalhante máximo ($G_{\text{máx}}$), razão de amortecimento (D) e curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$.

O solo em estudo é uma areia classificada como mal graduada, de granulometria fina a média, abrangendo faixa de grãos entre 0,2 mm e 2,0 mm e sem presença de finos. Na Tabela 7 estão apresentadas as propriedades físicas da areia carbonática ensaiada por Cataño e Pando (2010).

Tabela 7 - Propriedades físicas da areia carbonática de Cataño e Pando (2010).

G_s	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	$\gamma_{\text{máx}}$ kN/m ³	$\gamma_{\text{mín}}$ kN/m ³	Percentual de CaCO ₃
2,86	1,71	1,34	12,1	10,5	92,8

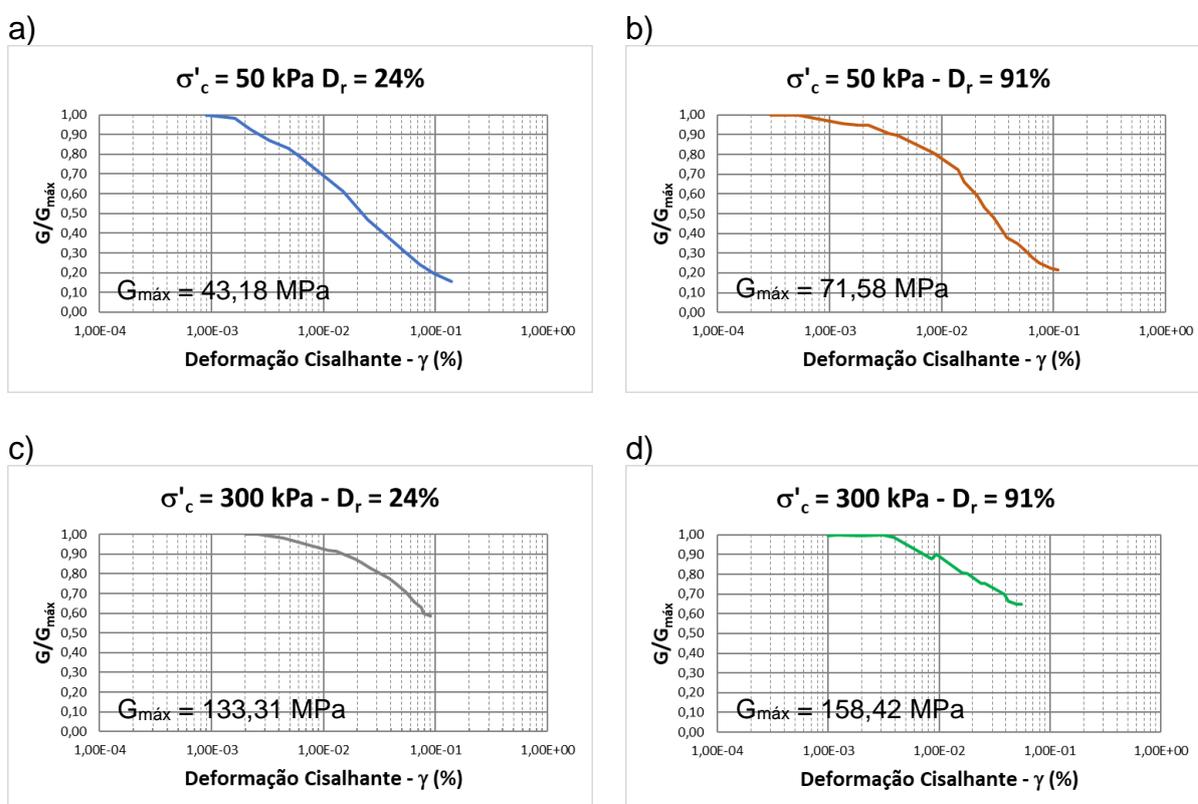
Fonte: Cataño e Pando (2010).

4.2.1. Relação $G \times \gamma$ da Areia Carbonática Utilizada no Estudo

Para construir as correlações propostas neste estudo, foram utilizados os dados apresentados na Figura 43, que são curvas $G \times \gamma$ obtidas a partir de ensaios de coluna ressonante, em areias carbonáticas de Cabo Rojo. As correlações foram feitas com base em duas compacidades relativas diferentes: fofa, compactidade relativa entre 21 % a 26 %, e compacta, compactidade relativa de 91 %. Os ensaios foram conduzidos com dois níveis de tensão confinante efetivas, 50 e 300 kPa. O Anexo A mostra os pontos obtidos para a reconstrução das curvas $G \times \gamma$ da Figura 43.

A Figura 44 mostra as curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ de Cataño e Pando (2010), separadas por compactidade relativa (D_r) e tensão efetiva confinante (σ'_c).

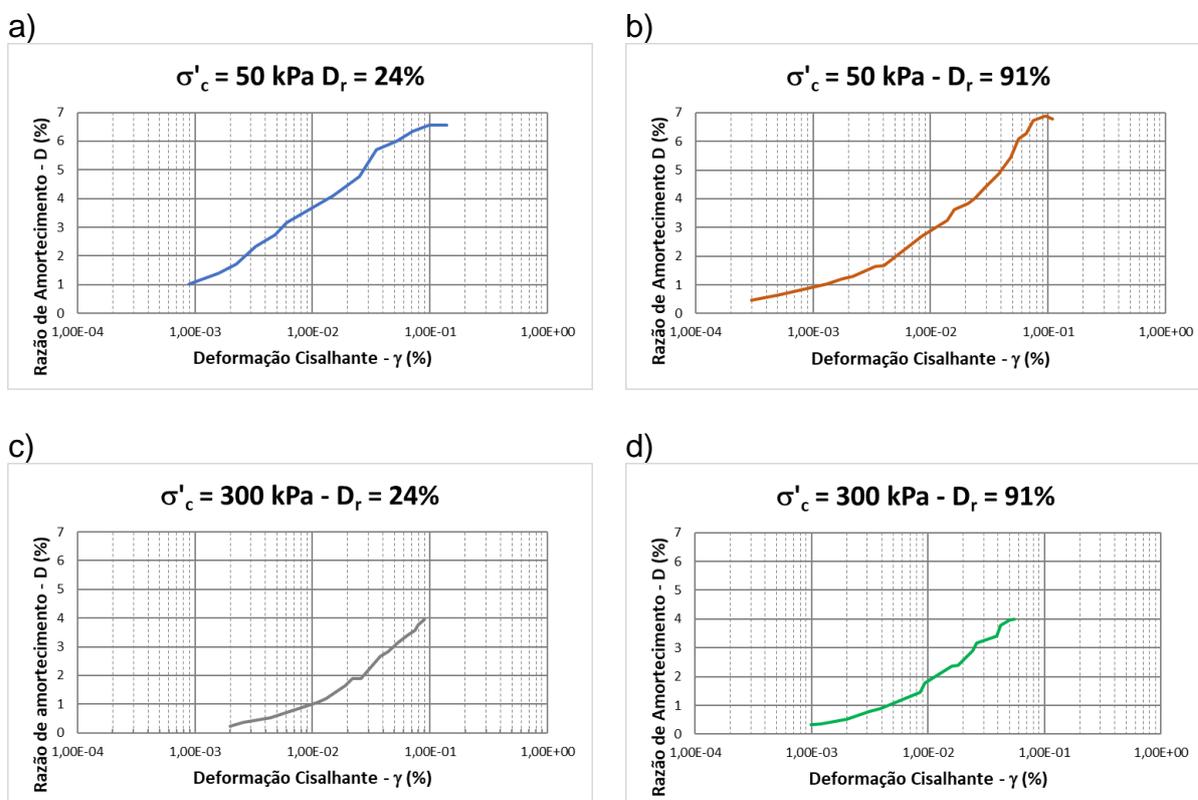
Figura 44 - Curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ obtidas experimentalmente a partir de ensaios de coluna ressonante. a) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 24\%$. b) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 91\%$. c) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 24\%$. d) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 91\%$.



Fonte: Adaptado de Cataño e Pando (2010).

A Figura 45 mostra as curvas $D \times \gamma$ de Cataño e Pando (2010), separadas por compactidade relativa (D_r) e tensão efetiva confinante (σ'_c).

Figura 45 - Curvas $D \times \gamma$ obtidas experimentalmente a partir de ensaios de coluna ressonante. a) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 24\%$. b) $\sigma'_c = 50$ kPa e $D_r = 91\%$. c) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 24\%$. d) $\sigma'_c = 300$ kPa e $D_r = 91\%$.



Fonte: Adaptado de Cataño e Pando (2010).

4.3. Modelos do Módulo Cisalhante (G) Utilizados na Pesquisa

Visando comparar futuras previsões de G na presente pesquisa, serão utilizados os modelos de Ishihara (1996) e Ishibashi e Zhang (1993). A seguir esses modelos serão brevemente apresentados.

4.3.1. Modelo Hiperbólico (Ishihara, 1996)

O modelo hiperbólico tem sido amplamente utilizado para descrever o comportamento tensão-deformação não linear de uma vasta variedade de solos (Kondner e Zelasko, 1963, e Duncan e Chang, 1970, apud Ishihara, 1996) e utilizado na Teoria da Plasticidade para implementar leis de endurecimento dos materiais (Vermeer, 1978, apud Ishihara, 1996). Também é reconhecido como a base para diversos modelos desenvolvidos para resposta dinâmica de areias.

As equações do modelo hiperbólico para a relação $G/G_{\text{máx}}$ e a razão de amortecimento (D) com a deformação cisalhante (γ) estão apresentadas na Equação 9 e Equação 10, respectivamente.

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{Equação 9})$$

$$D = \frac{4}{\pi} \cdot \left[1 + \frac{1}{\gamma/\gamma_r} \right] \cdot \left[1 - \frac{\ln(1 + \gamma/\gamma_r)}{\gamma/\gamma_r} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (\text{Equação 10})$$

Onde γ_r é a deformação cisalhante de referência quando $G/G_{\text{máx}} = 0,5$.

4.3.2. Proposta de Ishibashi e Zhang (1993)

Os autores Ishibashi e Zhang (1993) avaliaram dados experimentais do módulo de cisalhamento dinâmico (G) e da razão de amortecimento (D) para vários tipos de solo, incluindo desde areias até argilas de alta plasticidade. As equações desenvolvidas para $G/G_{\text{máx}}$ e D estão expressas em termos de deformação cisalhante (γ), tensão efetiva confinante (σ'_0) e índice de plasticidade (I_p). Para solos não coesivos, no caso de areias carbonáticas, as equações propostas por Ishibashi e Zhang (1993) são a Equação 11, a Equação 12 e a Equação 13, para determinar $G/G_{\text{máx}}$, e a Equação 14, para determinar D .

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = k(\gamma) \cdot \sigma'_0{}^{m(\gamma) - m_0} \quad (\text{Equação 11})$$

$$k(\gamma) = 0,5 \cdot \left[1 + \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,00012}{\gamma} \right)^{0,492} \right\} \right] \quad (\text{Equação 12})$$

$$m(\gamma) - m_0 = 0,272 \cdot \left[1 - \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right\} \right] \quad (\text{Equação 13})$$

$$D = 0,333 \cdot \left\{ 0,586 \cdot \left(\frac{G}{G_{\text{máx}}} \right)^2 - 1,547 \cdot \left(\frac{G}{G_{\text{máx}}} \right) + 1 \right\} \quad (\text{Equação 14})$$

4.4. Desenvolvimento de Equações para os Modelos de $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$

A elaboração das equações para os modelos $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$ buscaram estabelecer, em função de variáveis explicativas, relações matemáticas entre $G/G_{\text{máx}}$ e D e γ . Vale mencionar que a literatura apresenta alguns modelos que apresentam, ou não, expressões em função de variáveis explicativas, além de γ , como o modelo hiperbólico proposto por Ishihara (1996), que leva em consideração apenas a deformação cisalhante relativa (γ/γ_r).

Para o desenvolvimento das equações propostas nesta pesquisa, utilizou-se o método de regressão linear múltipla, que permite correlacionar linearmente duas ou mais variáveis. De acordo com Triola (2008), uma equação de regressão linear múltipla, como a Equação 15, expressa uma relação linear entre uma variável dependente y e duas ou mais variáveis independentes (x_1, x_2, \dots, x_k).

$$y = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + \dots + a_k \cdot x_k \quad (\text{Equação 15})$$

Onde b_0 é o intercepto y ou valor de y quando todas as variáveis independentes são zero. a_1, a_2 e a_k são os coeficientes das variáveis independentes.

A regressão linear múltipla envolve cálculos de natureza complexa e são impraticáveis manualmente (Triola, 2008) e fogem ao objetivo deste trabalho. Em decorrência disso, foi feito o uso do pacote estatístico do software Excel e dado destaque à interpretação dos dados de saída.

Foram utilizadas como variáveis independentes a compacidade relativa (D_r), que expressa o estado de compacidade em que se encontra a areia carbonática, a tensão efetiva confinante (σ'_0), que expressa o estado de tensões em que é submetido o material, e a deformação cisalhante (γ), que exerce grande influência na resposta dinâmica. Assim, inicialmente, são propostas equações que relacionam $G/G_{\text{máx}}$ e D com as variáveis independentes e que constam na Equação 16 e na Equação 17, respectivamente.

Assim, utilizando-se os valores das variáveis independentes, constantes no Anexo A, que foram obtidas de Cataño e Pando (2010), posteriormente procedeu-se ao cálculo dos coeficientes a_0, a_1, a_2 e a_3 e a'_0, a'_1, a'_2 e a'_3 determinados pela regressão linear múltipla.

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = a_0 \cdot D_r^{a_1} \cdot \sigma_0'^{a_2} \cdot \left(\frac{1}{1+\gamma}\right)^{a_3} \quad (\text{Equação 16})$$

$$D = a'_0 \cdot D_r^{a'_1} \cdot \sigma_0'^{a'_2} \cdot \gamma^{a'_3} \quad (\text{Equação 17})$$

Como as variáveis D_r , σ'_0 e γ estão relacionados de forma não linear na relação $G/G_{\text{máx}}$ e D , foi necessário utilizar uma transformação logarítmica para proceder com a regressão linear múltipla, como mostram a Equação 18 e a Equação 19.

$$\ln\left(\frac{G}{G_{\text{máx}}}\right) = \ln a_0 + a_1 \cdot \ln D_r + a_2 \cdot \ln \sigma'_0 + a_3 \cdot \ln\left(\frac{1}{1+\gamma}\right) \quad (\text{Equação 18})$$

$$\ln(D) = \ln a'_0 + a'_1 \cdot \ln D_r + a'_2 \cdot \ln \sigma'_0 + a'_3 \cdot \ln \gamma \quad (\text{Equação 19})$$

Vale mencionar que, para validar as propostas, alguns pontos das tabelas localizadas no Anexo A, destacados em negrito e apresentados a seguir na Tabela 8, não foram utilizados na regressão linear múltipla. Os pontos de validação foram selecionados de forma que representa-se cada compacidade relativa e tensão confinante.

Tabela 8 - Pontos não utilizados na regressão linear múltipla.

Compacida de Relativa	Tensão Confinante	Deformação Cisalhante	Módulo de Deformação Cisalhante	Razão de Amortecimento
D_r	σ'_c	γ	G	D
%	kPa	%	MPa	%
21 - 26	50	6,00E-03	34,23	3,17
21 - 26	300	2,60E-02	110,20	1,89
91	50	1,60E-02	47,37	3,62
91	300	2,60E-02	119,91	3,16

Adaptado de Cataño e Pando (2010).

4.5. Apresentação e Análise dos Resultados

4.5.1. Desenvolvimento de $G/G_{\text{máx}}$ x γ e Validação da Proposta

Utilizando-se o software Excel, coeficientes da Equação 16 foram determinados por regressão linear múltipla, dessa forma, chegando-se aos

resultados mostrados na Tabela 9. O coeficiente de determinação (R^2) obtido foi de 0,87.

Tabela 9 - Coeficientes do modelo $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$.

a_0	a_1	a_2	a_3
0,42886	-0,048698	0,20891	13,2937

Fonte: Autor.

Substituindo os coeficientes da Tabela 9 na Equação 16, chega-se à Equação 20, mostrada a seguir.

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = 0,42886 \cdot D_r^{-0,048698} \cdot \sigma'_0{}^{0,20891} \cdot \left(\frac{1}{1 + \gamma} \right)^{13,2937} \quad (\text{Equação 20})$$

Onde, D_r é a compacidade relativa em percentual, σ'_0 é a tensão efetiva confinante em kPa e γ é a deformação cisalhante em percentual.

Para a validação da Equação 20, tomou-se como referência os valores experimentais, e que não foram utilizados no desenvolvimento do modelo, que constam na Tabela 8. Dessa forma, a precisão de estimativas de valores de $G/G_{\text{máx}}$, com base na utilização da Equação 20, foi avaliada. A comparação entre $G/G_{\text{máx}}$ estimado e $G/G_{\text{máx}}$ experimental é mostrada na Tabela 10 e na Figura 46.

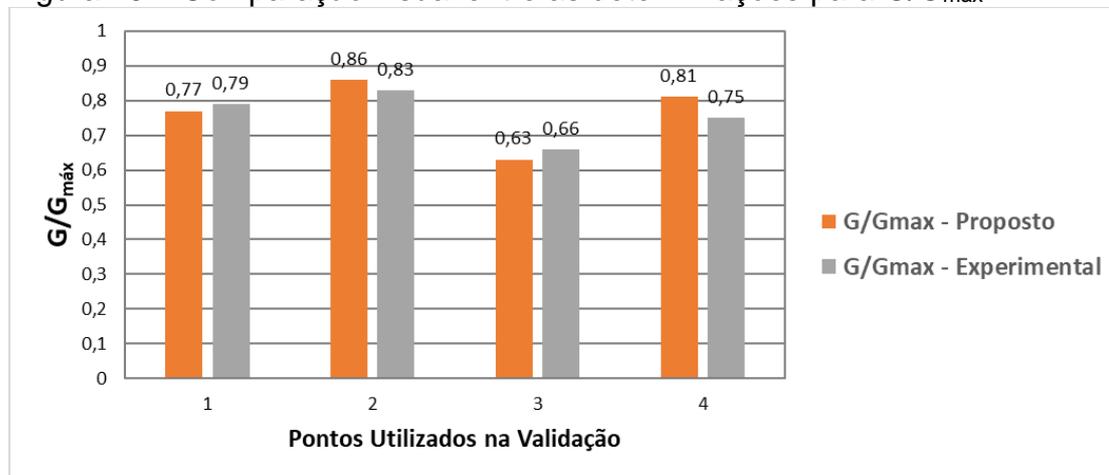
Tabela 10 - Validação do modelo $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$.

Ponto	D_r	σ'_c	γ	Valores Propostos	Valores Experimentais	Varição Δ
	%	kPa		%	$G/G_{\text{máx}}$	$G/G_{\text{máx}}$
1	24	50	6,00E-03	0,77	0,79	- 2,53
2	24	300	2,60E-02	0,86	0,83	+ 3,61
3	91	50	1,60E-02	0,63	0,66	- 4,55
4	91	300	2,60E-02	0,81	0,75	+ 8,00

Fonte: Autor.

A Figura 46 mostra a comparação visual entre as previsões efetuadas para os valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ e os valores experimentais.

Figura 46 – Comparação visual entre as determinações para $G/G_{m\acute{a}x}$.

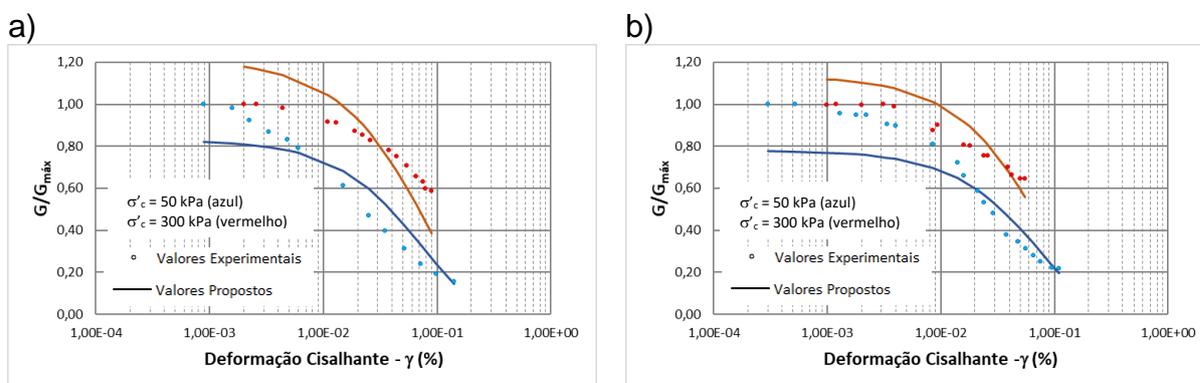


Fonte: Autor.

Como pode-se observar na Tabela 10 e na Figura 46, o modelo proposto na Equação 20 proporcionou concordância nas previsões para as areias carbonáticas utilizadas no estudo, tanto para areia fofa como compacta. As variações foram menores que 10% em relação aos valores experimentais obtidos por Cataño e Pando (2010).

Aplicando-se a Equação 20 ao restante dos pontos do Anexo A, apresenta-se os gráficos para $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$, Figura 47.

Figura 47 - Comparação entre as previsões de $G/G_{m\acute{a}x}$ e valores experimentais. a) $D_r = 24\%$. b) $D_r = 91\%$.



Fonte: Autor.

Fonte: Autor.

Pela Figura 47, observa-se que, para $\sigma'_c = 50$ kPa, $G/G_{m\acute{a}x}$ é subestimado para baixas deformações e há uma convergência para maiores valores de

deformação cisalhante. Já para $\sigma'_c = 100$ kPa, $G/G_{\text{máx}}$ é subestimado para pequenas deformações.

4.5.2. Desenvolvimento do Modelo $D \times \gamma$ e Validação da Proposta

Novamente utilizou-se o software Excel para determinar os coeficientes de regressão, agora da Equação 17, por regressão linear múltipla. Dessa forma, chegou-se aos resultados mostrados na Tabela 11. Neste caso, o coeficiente de determinação (R^2) foi de 0,92.

Tabela 11 - Coeficientes do modelo $D \times \gamma$.

a'_0	a'_1	a'_2	a'_3
103,61	0,076315	-0,40996	0,50658

Fonte: Autor.

Assim, substituindo os coeficientes da Tabela 11 na Equação 17, chega-se à Equação 21 mostrada a seguir.

$$D = 103,61 \cdot D_r^{0,076315} \cdot \sigma'_0^{-0,40996} \cdot \gamma^{0,50658} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde, D_r é a compacidade relativa em percentual, σ'_0 é a tensão efetiva confinante em kPa e γ é a deformação cisalhante em percentual.

Para a validação da Equação 21, tomou-se como referência os valores experimentais, e que não foram utilizados no desenvolvimento do modelo, que constam na Tabela 8. Dessa forma, a precisão de estimativas de valores de D , com base na utilização da Equação 21, foi avaliada. A comparação entre D estimado e D experimental é mostrada na Tabela 12 e na Figura 48.

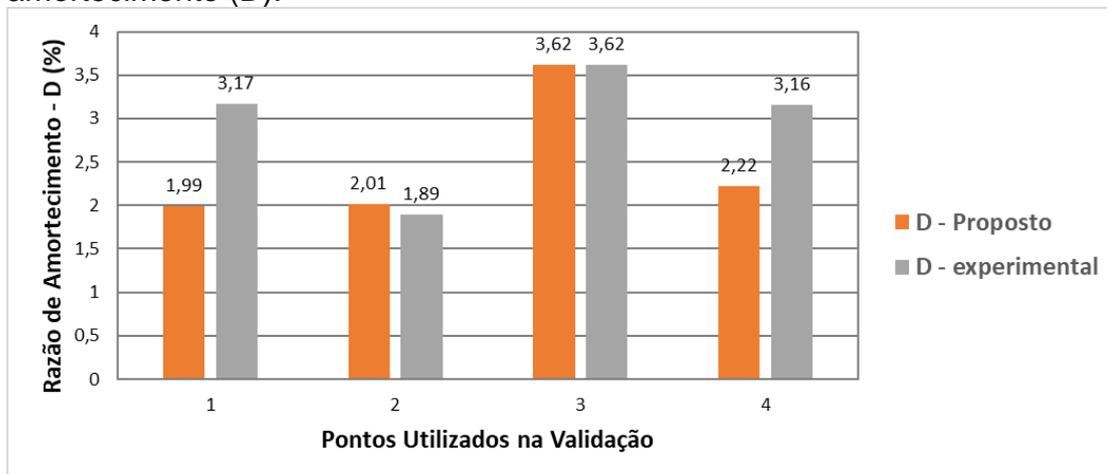
Tabela 12 - Validação do modelo $D \times \gamma$.

Ponto	D_r	σ'_c	γ	Valores	Valores	Variação Δ
				Propostos – D	Experimentais – D	
	%	kPa	%	%	%	%
1	24	50	6,00E-03	1,99	3,17	- 37,22
2	24	300	2,60E-02	2,01	1,89	+ 6,35
3	91	50	1,60E-02	3,62	3,62	0
4	91	300	2,60E-02	2,22	3,16	-29,75

Fonte: Autor.

A Figura 48 mostra a comparação visual entre as previsões efetuadas para os valores de D e os valores experimentais.

Figura 48 - Comparação visual entre as determinações para razão de amortecimento (D).

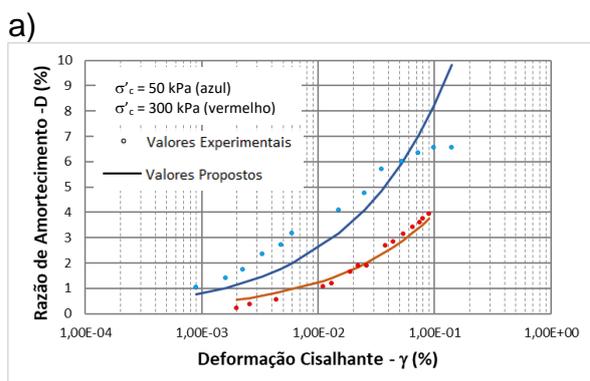


Fonte: Autor.

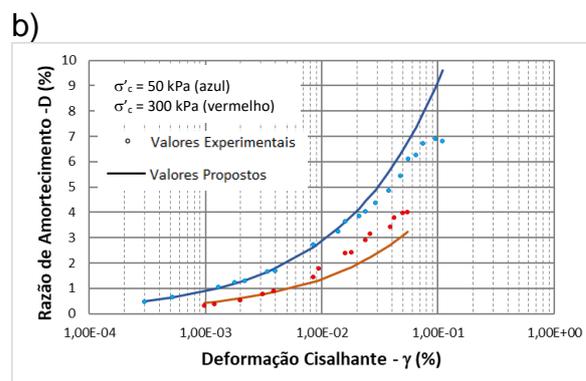
Com base na Tabela 12 e na Figura 48, observa-se que houve diferenças de até 37,22 %. Por outro lado, em duas previsões, foram observados erros muito baixos.

Aplicando-se a Equação 21 ao restante dos pontos do Anexo A, obtém-se os gráficos para $D \times \gamma$, mostrados na Figura 49.

Figura 49 - Comparação entre previsões da razão de amortecimento (D) efetuadas e valores experimentais. a) $D_r = 24$ %. b) $D_r = 91$ %.



Fonte: Autor.



Fonte: Autor.

Os valores estimados para a razão de amortecimento (D), obtidos pela utilização da Equação 21, apresentaram, de forma geral, tendência de subestimar os valores experimentais.

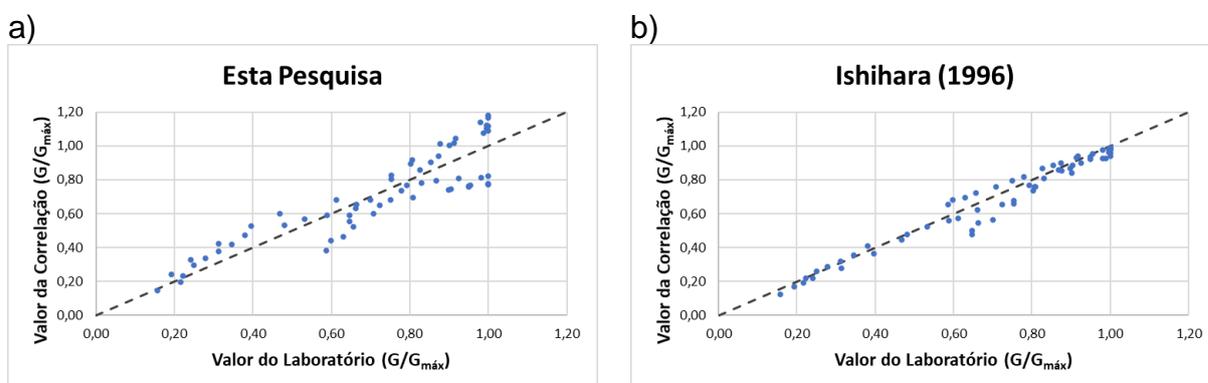
No entanto, com base na Figura 49, observa-se que a utilização da equação proporcionou previsões concordantes com os valores experimentais, tendendo a subestimar, de forma em geral, os valores de D para a compacidade fofa ($D_r = 24\%$) e tensão confinante efetiva de 50 kPa.

4.5.3. **Comparação entre Estimativas de G/G_{max} e D pelas Equações desta Pesquisa e Por Outras Propostas da Literatura**

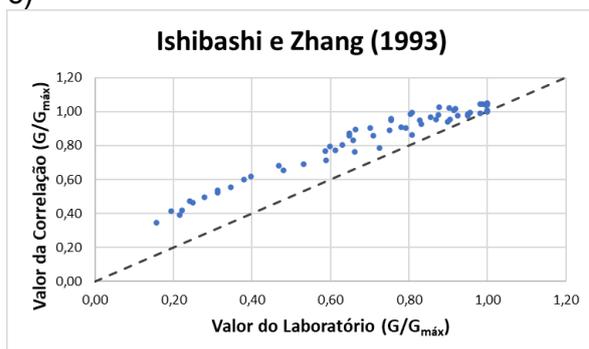
Para comparar a acurácia dos modelos propostos nesta pesquisa com outros existentes na literatura, os modelos de Ishihara (1996) e Ishibashi e Zhang (1993) foram utilizados e seus resultados foram comparados com as medidas efetuadas em laboratório por Cataño e Pando (2010), cujos resultados se encontram no Anexo A. Além disso, estimativas efetuadas com as equações propostas na presente pesquisa também foram utilizadas na comparação.

Os resultados da mencionada comparação para $G/G_{máx}$ e D são apresentados na forma de gráfico, como visto na Figura 50 e na Figura 52. Nestas figuras, o eixo das abscissas contém os valores experimentais obtidos por Cataño e Pando (2010), que são valores de referência, e o eixo das ordenadas contém os valores de cada modelo. A reta tracejada representa a correspondência exata entre os valores de laboratório e os das correlações.

Figura 50 – Comparação das previsões de G/G_{max} com os valores de laboratório.
a) Esta Pesquisa. b) Ishihara (1996). c) Ishibashi e Zhang (1993).



c)

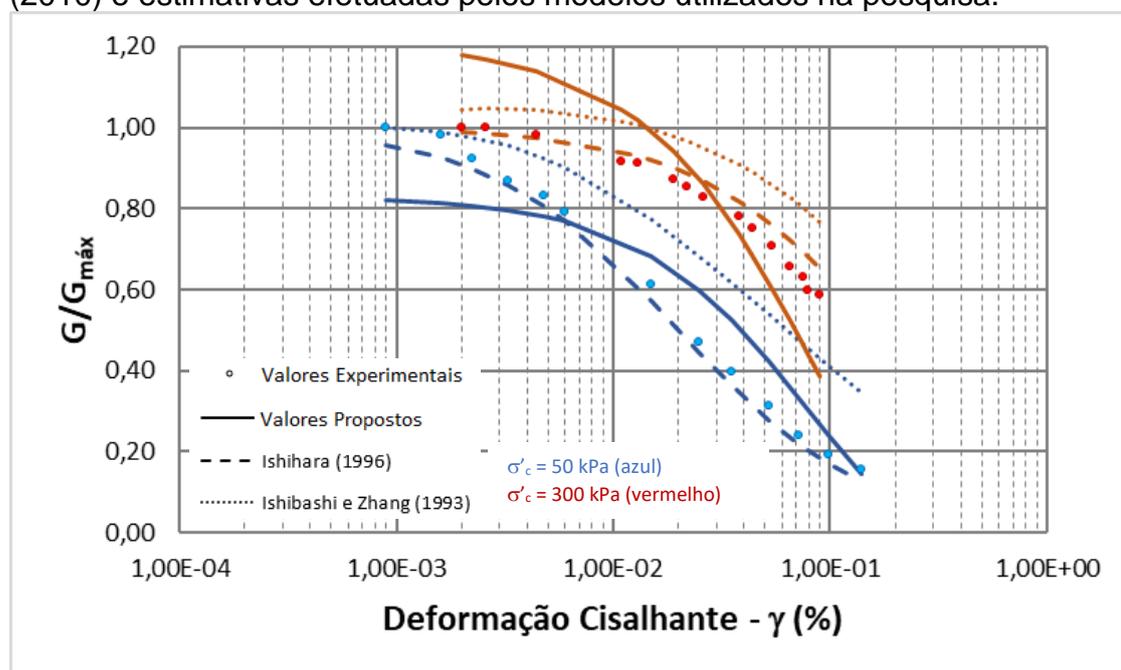


Fonte: Autor

Conforme se observa na Figura 50, as estimativas mais concordantes de $G/G_{máx}$ foram obtidas a partir da proposta de Ishihara (1996). Porém, vale mencionar que o desempenho deste modelo depende do adequado estabelecimento da deformação cisalhante de referência (γ_r) quando $G/G_{máx} = 0,50$. Já o modelo de Ishibashi e Zhang (1993) apresentou uma tendência de superestimar os valores de $G/G_{máx}$ de laboratório. Já a utilização do modelo proposto na presente pesquisa também apresentou concordância com os valores experimentais, no entanto, com dispersão mais acentuada do que se obteve com a utilização do modelo proposto por Ishihara (1996).

No gráfico da Figura 51 estão apresentados os valores de $G/G_{máx}$ para os resultados experimentais e de todas as correlações utilizadas nesta pesquisa, na compacidade relativa, D_r , de 24 %. Tendência semelhante foi observada quando a compacidade relativa, D_r , foi de 91 %. Na Figura 51, para uma melhor visualização, foram plotados, em vermelho, os dados para tensão confinante (σ'_c) de 300 kPa e em azul, para tensão confinante (σ'_c) de 50 kPa.

Figura 51 - Comparação entre $G/G_{m\acute{a}x}$ da areia ensaiada por Cataño e Pando (2010) e estimativas efetuadas pelos modelos utilizados na pesquisa.

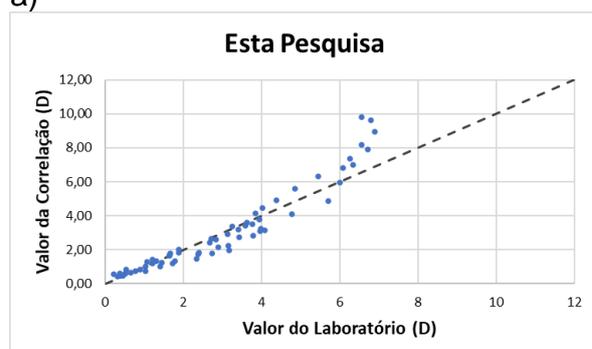


Fonte: Autor.

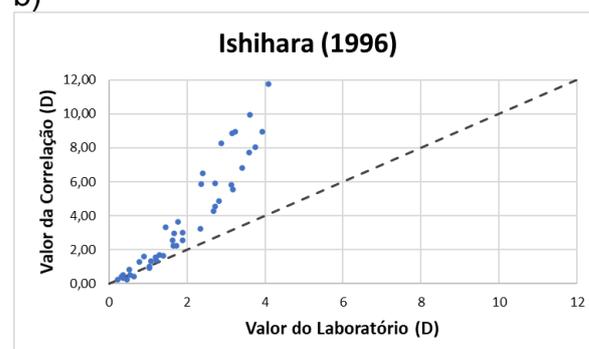
Pela Figura 51 observa-se que o modelo proposto por Ishihara (1996) apresentou resultados mais concordantes para a previsão de $G/G_{m\acute{a}x}$. O modelo de Ishibashi e Zhang (1993) apresentou uma tendência geral de superestimar os valores de $G/G_{m\acute{a}x}$, sendo essa tendência mais acentuada para maiores tensões efetivas confinantes. A proposta deste trabalho ora superestima ora subestima os valores de $G/G_{m\acute{a}x}$, dependendo do nível das deformações cisalhantes. Assim, a faixa de maior concordância obtida foi para deformações cisalhantes de $5 \cdot 10^{-3}$ % a $5 \cdot 10^{-2}$ %.

Figura 52 - Comparação de D entre os valores de laboratório e o de correlações. a) Esta Pesquisa. b) Ishihara (1996). c) Ishibashi e Zhang (1993).

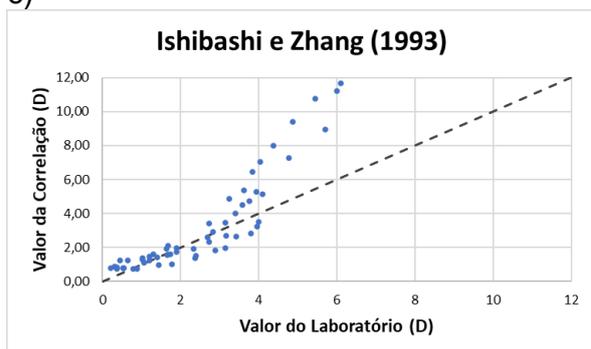
a)



b)



c)

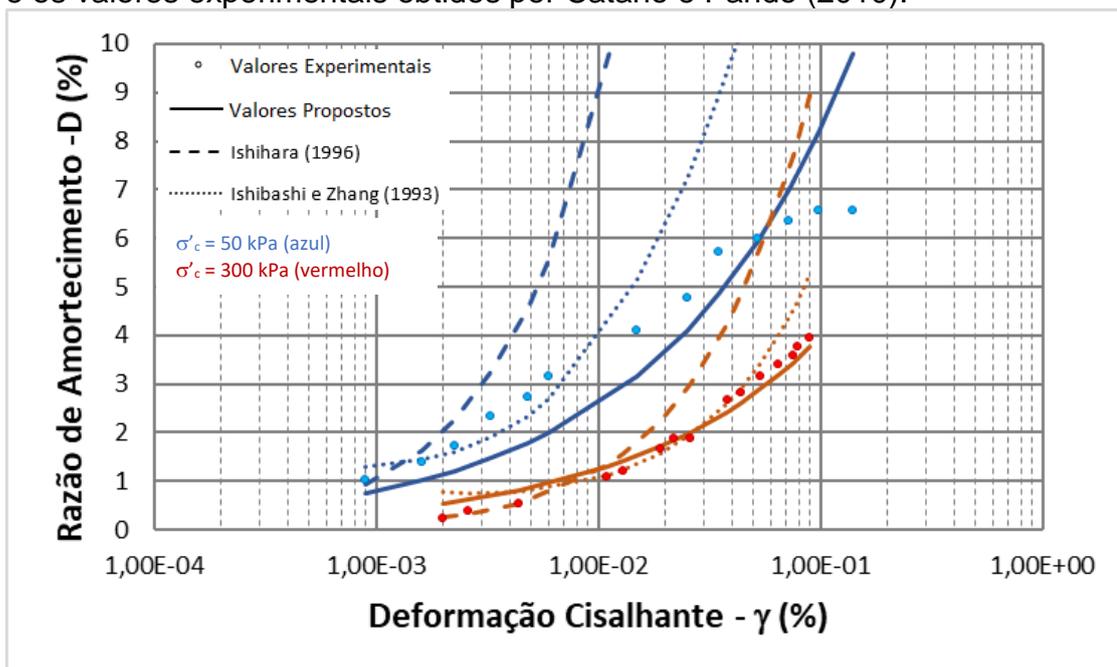


Fonte: Autor

As propostas de Ishihara (1996) e Ishibashi e Zhang (1993) apresentaram a tendência de superestimar a razão de amortecimento (D) do solo estudado. A utilização da proposta deste trabalho proporcionou estimativas concordantes para razões de amortecimento de até 6 %, passando a superestimá-los para valores maiores de D.

No gráfico da Figura 53 são apresentadas todas as estimativas de D e comparadas com os valores experimentais na compactidade relativa, D_r , de 24 %. Tendência semelhante foi observada quando a compactidade relativa, D_r , foi de 91 %. Na Figura 53 plotou-se, em vermelho, as curvas para a tensão confinante de 300 kPa e em azul, para tensão confinante de 50 KPa.

Figura 53 - Comparação entre as estimativas da razão de amortecimento (D) e os valores experimentais obtidos por Cataño e Pando (2010).



Fonte: Autor.

Do gráfico da Figura 53, observa-se que o modelo de Ishihara (1996) apresentou tendência de superestimar excessivamente os valores para a razão de amortecimento, principalmente, para maiores deformações cisalhantes. Os valores previstos para razão de amortecimento pelos modelos de Ishibashi e Zhang (1993) e por este trabalho apresentaram concordância com os valores experimentais, principalmente, para o ensaio com tensão confinante efetiva mais elevada.

4.5.4. Comparando a Proposta com Areias Carbonáticas de Outros Trabalhos

Javdanian e Jafarian (2018) ensaiaram uma areia carbonática proveniente da Ilha de Hormuz, região sísmica do Golfo Pérsico, Irã. Os autores estudaram o comportamento dinâmico da referida areia, para tensões efetivas confinantes (σ'_c) de 200, 400 e 800 kPa, por meio de ensaios de coluna ressonante e triaxial cíclico, gerando curvas $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$ e $D \times \gamma$, que estão apresentadas no Anexo B.

Na Tabela 13 estão apresentadas as propriedades físicas da areia carbonática ensaiada por Javdanian e Jafarian (2018).

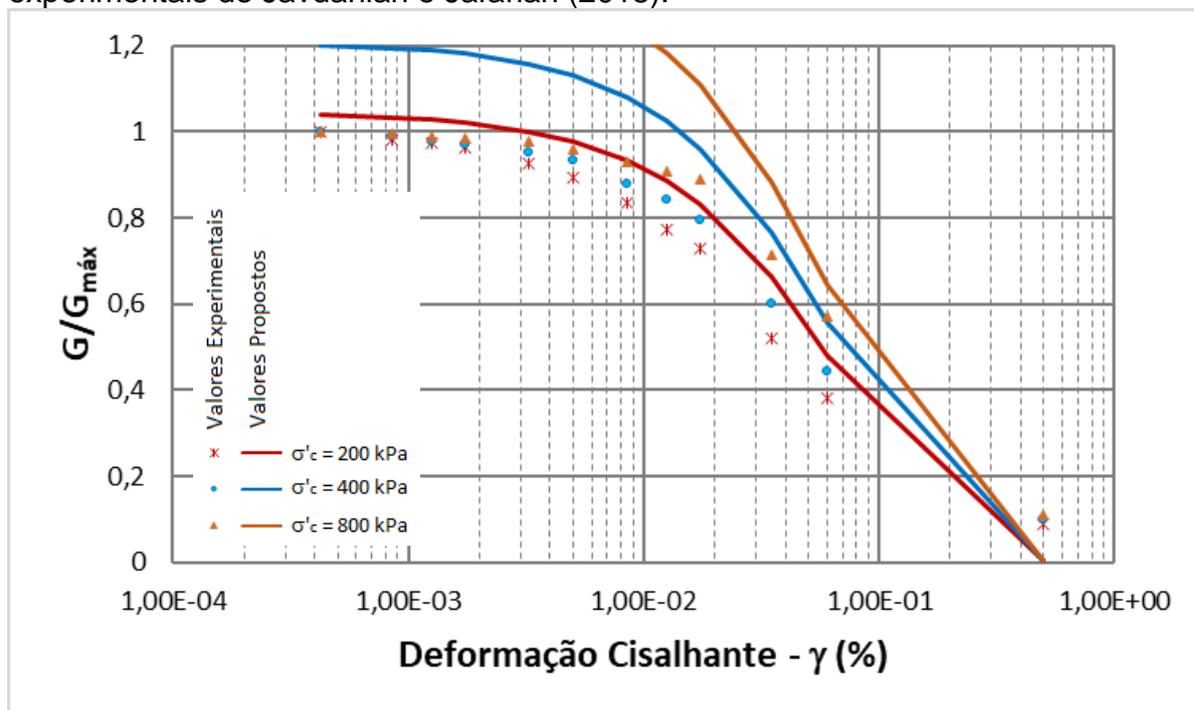
Tabela 13 - Propriedades físicas da areia carbonática de Javdanian e Jafarian (2018).

Densidade Real dos Grãos	Peso Específico Máximo	Peso Específico Mínimo
G_s	$\gamma_{m\acute{a}x}$	$\gamma_{m\acute{i}n}$
2,73	18,1	16,1

Fonte: Javdanian e Jafarian (2018).

As propostas desta pesquisa foram avaliadas na previsão do comportamento da areia carbonática ensaiada por Javdanian e Jafarian (2018), gerando os gráficos da Figura 54, para a curva $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$, e da Figura 55, para a curva $D \times \gamma$. Vale destacar que, nestas figuras, os pontos representam os dados de laboratório e as linhas cheias representam os valores da correlação.

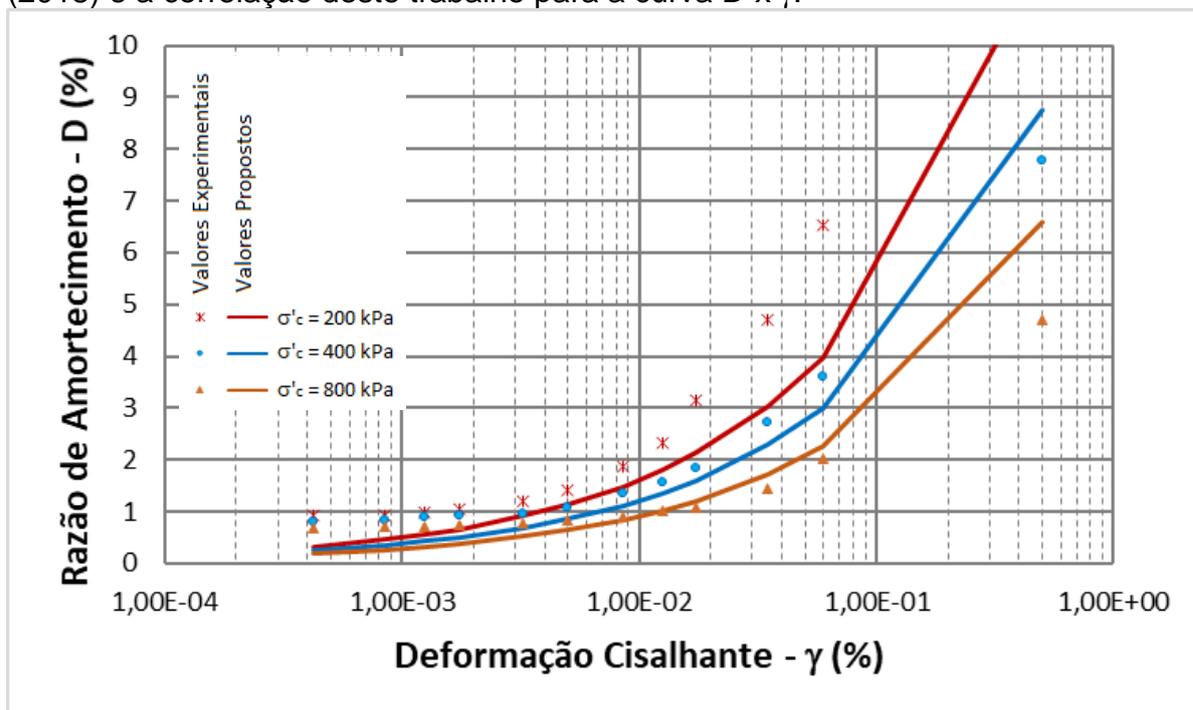
Figura 54 - Comparação entre estimativas de G/G_{\max} desta pesquisa e medidas experimentais de Javdanian e Jafarian (2018).



Fonte: Autor.

Pelo gráfico da Figura 54, observa-se, de forma geral, que valores de G/G_{\max} estimados pela proposta da presente pesquisa superestimaram os valores obtidos experimentalmente, principalmente para baixos níveis de deformação cisalhante. Esses resultados são atribuídos ao fato de que a proposta da presente pesquisa, Equação 20, ter sido desenvolvida com base em dados experimentais obtidos de ensaios realizados a baixas tensões confinantes (50 a 300 kPa), e, por isso, para ensaios realizados com tensões confinantes mais elevadas, como neste caso, seria esperado se obter resultados menos convergentes.

Figura 55 - Comparação entre os dados de laboratório de Javdanian e Jafarian (2018) e a correlação deste trabalho para a curva $D \times \gamma$.



Fonte: Autor.

Já pelo gráfico da Figura 55, observa-se que os valores previstos para a razão de amortecimento foram concordantes, mesmo, neste caso, de tensões confinantes efetivas mais elevadas do que as que deram origem a Equação 21, proposta por essa pesquisa.

4.6. Conclusões Parciais

Foram desenvolvidas equações para modelar as curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$ de areias carbonáticas, determinadas através de regressão linear múltipla, Equação 20 (coeficiente de determinação, R^2 , foi de 0,87) e Equação 21 (coeficiente de determinação, R^2 , foi de 0,92), respectivamente.

Os resultados para a curva $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ apresentou boas previsões, quando comparados com os pontos de controle, com variações menores que 10% em torno do valor observado em laboratório por Cataño e Pando (2010). Para a curva $D \times \gamma$, a equação proposta apresentou bons resultados, com a tendência de subestimar, de forma geral, os valores experimentais apenas para os corpos de prova ensaiados na condição fofa ($D_r = 24 \%$) e tensão confinante efetiva de 50 kPa.

A Equação 20 e a Equação 21 foram comparadas com propostas conhecidas na literatura técnica, como o modelo hiperbólico (Ishihara, 1996) e o de Ishibashi e Zhang (1993) para modelar as curvas $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$ e $D \times \gamma$. Quem melhor estimou $G/G_{m\acute{a}x}$ foi Ishihara (1996), porém, este modelo depende de uma boa previsão para a deformação cisalhante de referência (γ_r) quando $G/G_{m\acute{a}x} = 0,50$. O modelo de Ishibashi e Zhang (1993) apresentou uma tendência geral de superestimar os valores de $G/G_{m\acute{a}x}$, sendo essa tendência mais acentuada para maiores tensões efetivas confinantes. A proposta deste trabalho ora superestima ora subestima os valores de $G/G_{m\acute{a}x}$, dependendo do nível das deformações cisalhantes, sendo recomendável sua utilização para γ entre $5 \cdot 10^{-3} \%$ e $5 \cdot 10^{-2} \%$.

Já para a curva $D \times \gamma$, o modelo de Ishihara (1996) apresentou tendência de superestimar excessivamente os valores para a razão de amortecimento, principalmente, para maiores deformações cisalhantes. Os valores previstos para razão de amortecimento pelos modelos de Ishibashi e Zhang (1993) e por este trabalho apresentaram razoável concordância com os valores experimentais, principalmente para tensões confinantes efetivas mais elevadas.

A previsão dos parâmetros dinâmicos proposta pelas equações desenvolvidas neste trabalho também foi comparada com os resultados experimentais das areias carbonáticas diferentes, a areia ensaiada por Javdanian e Jafarian (2018). Foi observado que as previsões para a razão de amortecimento (D) foram concordantes, independente das tensões efetivas confinantes, fato não observado para a curva $G/G_{m\acute{a}x} \times \gamma$, que apresentou bons resultados apenas para tensões confinantes de 200 kPa.

5. PREVISÃO DO NÚMERO DE CICLOS PARA RUPTURA POR LIQUEFAÇÃO

5.1. Metodologia Utilizada nas Correlações

Nesta parte da pesquisa é apresentada uma proposta para previsão do comportamento de areias carbonáticas relacionada ao comportamento cíclico, onde se propõe uma equação que estima o número provável de ciclos (N) para que o solo entre em colapso por liquefação.

Para a elaboração da proposta da correlação, procedeu-se a execução das seguintes etapas: definição do local de estudo e caracterização do solo estudado, definição dos métodos estatísticos utilizados para o desenvolvimento da proposta e apresentação e análise dos resultados.

5.2. Definição do Local de Estudo e Caracterização do Solo Estudado

As areias carbonáticas utilizadas nesta etapa do estudo foram obtidas de Salem et al. (2013), provenientes de Dabaa, noroeste do Egito. É uma areia classificada como mal graduada, de granulometria uniforme, com a maioria dos grãos abrangendo a faixa de 0,2 mm e 2,0 mm e com 8,75 % de finos. Na Tabela 14 estão apresentadas as propriedades físicas da areia carbonática ensaiadas por Salem et al. (2013).

Tabela 14 - Propriedades físicas da areia carbonática de Salem et al. (2013).

G_s	$e_{máx}$	$e_{mín}$	$\gamma_{máx}$ kN/m ³	$\gamma_{mín}$ kN/m ³	CaO %
2,79	1,04	0,75	15,6	13,4	55,4

Fonte: Salem et al. (2013).

Para construir a correlação proposta neste estudo, foram utilizados os dados apresentados na Tabela 15, relativos aos resultados de ensaios triaxiais cíclicos realizados por Salem et al. (2013) em areias carbonáticas de Dabaa.

Tabela 15 - Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos de Salem et al. (2013) para a liquefação da areia.

Ponto	Compacidade Relativa	Tensão Confinante	Tensão Cíclica Relativa	Número de Ciclos para Liquefação
	D_r %	σ'_c kPa	$CSR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \sigma_c}$	N
1	40	50	0,30	150
2	40	100	0,30	16
3	40	200	0,30	7
4	40	50	0,255	650
5	40	100	0,255	180
6	40	200	0,255	42
7	40	100	0,15	500
8	40	200	0,15	130
9	80	50	0,50	10
10	80	100	0,50	6
11	80	200	0,50	2
12	80	50	0,30	200
13	80	100	0,30	38
14	80	200	0,30	6
15	80	100	0,20	470
16	80	200	0,20	75

Fonte: Salem et. al. (2013).

As areias carbonáticas foram ensaiadas em duas compacidades relativas diferentes: fofa, compacidade relativa de 40 %, e compacta, compacidade relativa de 80 %. Os níveis de tensão confinante efetivas foram os seguintes: 50, 100 e 200 kPa.

5.3. Desenvolvimento das Equações para o Modelo de N

Sabe-se que o solo granular, com determinadas características, sob carregamento cíclico e para um dado estado de tensões, poderá entrar em colapso por liquefação, ou seja, se as poropressões crescerem e atingirem níveis muito elevados, a tensão efetiva entre os grãos poderá se anular e, portanto, a sua resistência ao cisalhamento será nula.

Determinar o número de ciclos que um determinado corpo de prova atinja a ruptura por liquefação é tarefa complexa. Nesse contexto, a presente pesquisa propõe o estabelecimento de uma equação que preveja o número provável de ciclos para que o solo, com características semelhantes aos utilizados nesta pesquisa,

entre em colapso por liquefação. Dessa forma, propõe-se o desenvolvimento de uma equação exponencial, Equação 22, cujas variáveis explicativas são: compacidade relativa (D_r), tensão confinante efetiva (σ'_c) e a tensão cíclica relativa ($CSR = (\sigma_1 - \sigma_3)/(2 \cdot \sigma'_c)$).

$$N = a_0'' \cdot D_r^{a_1''} \cdot \sigma'_c{}^{a_2''} \cdot CSR^{a_3''} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde a_0'' , a_1'' , a_2'' e a_3'' são coeficientes determinados a partir da regressão linear múltipla.

Foram utilizadas como variáveis independentes a compacidade relativa (D_r), que expressa o estado de compacidade em que se encontra o material, a tensão efetiva confinante (σ'_0), que expressa o estado de tensões a qual a amostra está submetida, e a tensão cíclica relativa (CSR), que influencia o estado de tensões do solo submetido a um carregamento cíclico. Como as variáveis D_r , σ'_0 e CSR estão relacionados de forma não linear com o número de ciclos para atingir a liquefação (N), foi necessário utilizar uma transformação logarítmica para proceder com a regressão linear múltipla, como mostra a Equação 22.

Vale mencionar que, para validar a proposta, alguns pontos da Tabela 15 não foram utilizados na regressão linear múltipla. Após a determinação do modelo, esses pontos foram utilizados para verificar a precisão dos resultados.

5.4. Apresentação e Análise dos Resultados

5.4.1. Modelo N por Regressão Linear Múltipla e Validação da Proposta

Utilizando-se o software Excel, foram determinados os coeficientes da Equação 22, por regressão linear múltipla, chegando-se aos resultados mostrados na Tabela 16, obtendo-se um coeficiente de determinação (R^2) de 0,94.

Tabela 16 - Coeficientes obtidos para o modelo de N.

a_0''	a_1''	a_2''	a_3''
259,5501	0,4869	-2,0119	-4,4754

Fonte: Autor.

Substituindo os coeficientes da Tabela 16 na Equação 22, obteve-se a Equação 23.

$$N = 259,5501 \cdot D_r^{0,4869} \cdot \sigma'_0^{-2,0119} \cdot CSR^{-4,4754} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde, D_r é a compacidade relativa em percentual, σ'_0 é a tensão efetiva confinante em kPa e CSR é a tensão cíclica relativa.

Para a validação da Equação 23, aplicou-se esta equação aos pontos marcados em negrito na Tabela 15, não utilizados na determinação dos coeficientes a_0'' , a_1'' , a_2'' e a_3'' , para comparar a precisão das previsões. A comparação entre o N calculado e o N experimental é mostrado na Tabela 17 e na Figura 56.

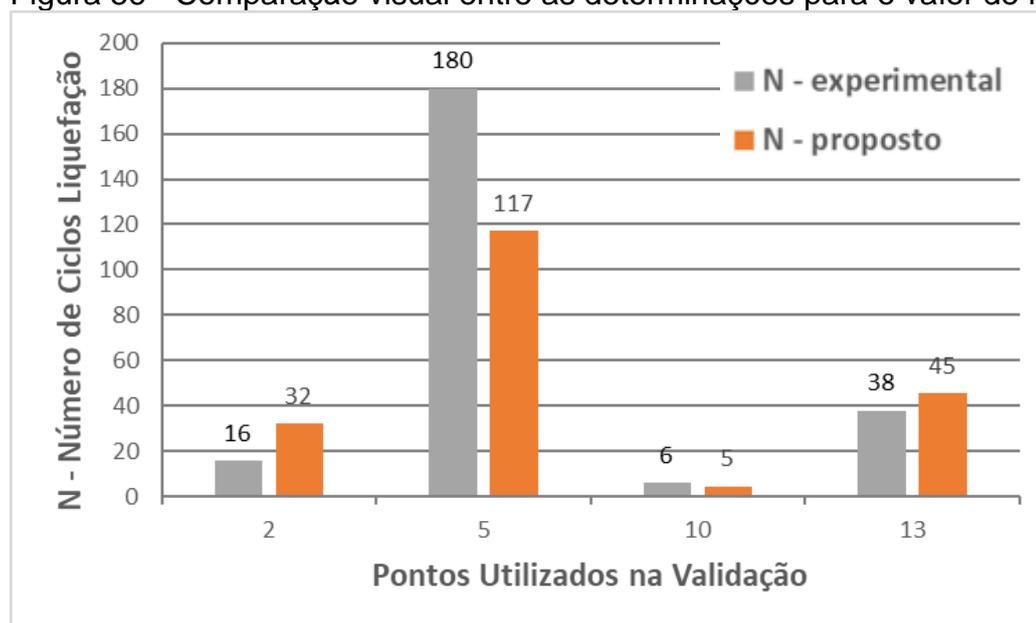
Tabela 17 – Pontos utilizados para a validação do modelo de N.

Ponto	D_r	σ'_c	$CSR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \sigma_c}$	Valores Propostos N	Valores Experimentais N	Variação Δ %
	%	kPa				
2	40	100	0,30	32	16	+ 100
5	40	100	0,225	117	180	- 35,0
10	80	100	0,50	5	6	- 16,7
13	80	100	0,30	45	38	+ 18,4

Fonte: Autor.

A Figura 56 mostra a comparação visual entre as previsões efetuadas para os valores de N e os valores experimentais.

Figura 56 - Comparação visual entre as determinações para o valor de N.



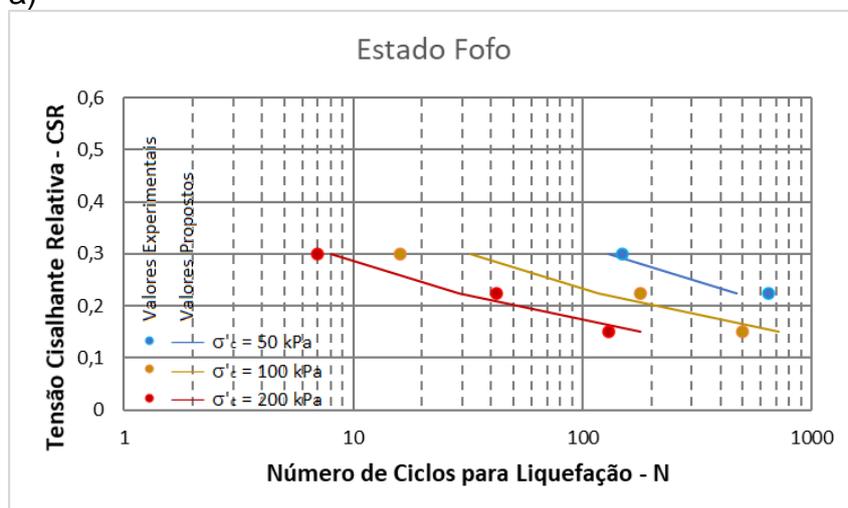
Fonte: Autor.

Com base na Tabela 17, observa-se que ocorreram diferenças de até 100 % e que os valores previstos para o estado fofo apresentaram dispersão moderada. Por outro lado, para as observações no estado compacto, a diferença entre o valor experimental e o valor proposto foi de ± 20 %.

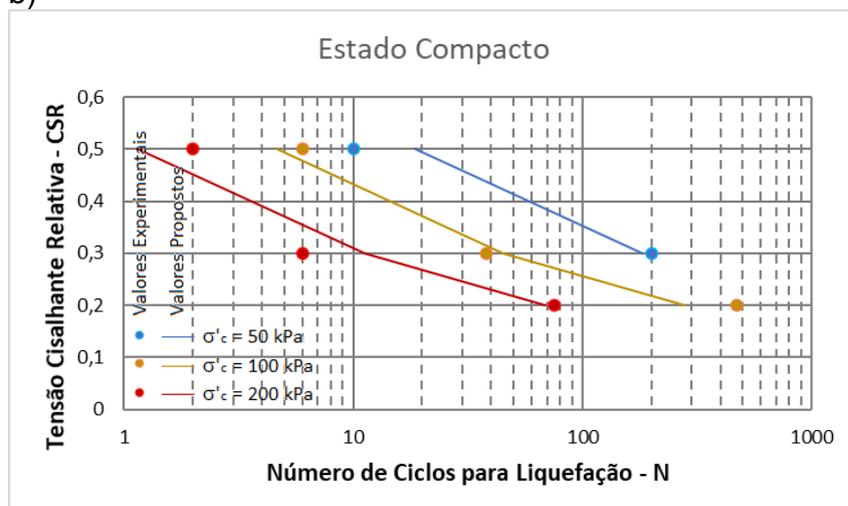
Aplicando-se a Equação 23 ao restante dos pontos destacados na Tabela 15, obtiveram-se as curvas da Figura 57, onde o eixo das abscissas é o número de ciclos para atingir a liquefação (N) e o eixo das ordenadas é a tensão cíclica relativa (CSR).

Figura 57 - Comparação entre as previsões de N e valores experimentais. a) Estado fofo. b) Estado compacto.

a)



b)

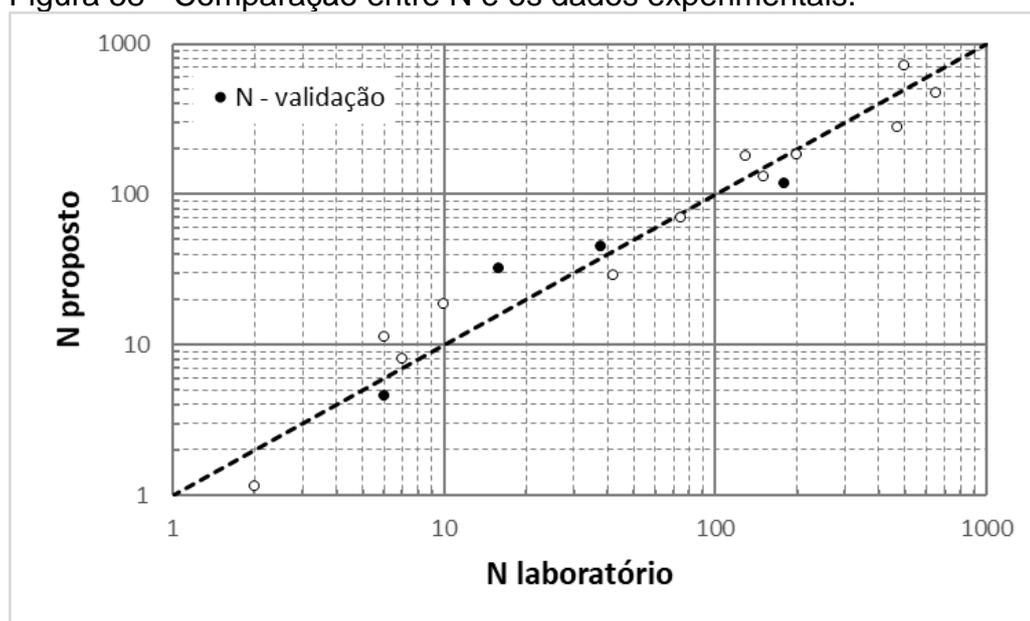


Fonte: Autor.

A Figura 57 indica que os valores propostos pela Equação 23 fornecem resultados com pouca dispersão, independente da compacidade relativa e da tensão efetiva confinante.

A Equação 23 foi, então, utilizada para a previsão do N e os resultados comparados com os dados obtidos em laboratório por Salem et al. (2013), conforme apresentado na Tabela 15. Os resultados da comparação estão apresentados na Figura 58, no eixo das abscissas tem-se os valores experimentais de Salem et al. (2013), tomado como referência, e o eixo das ordenadas é o valor calculado pelo modelo. A reta tracejada representa a correspondência exata entre o valor de laboratório e a correlação e os pontos destacados em pretos são os pontos utilizados na validação do modelo. Pela Figura 58 observa-se uma boa concordância entre os valores previstos e os valores experimentais.

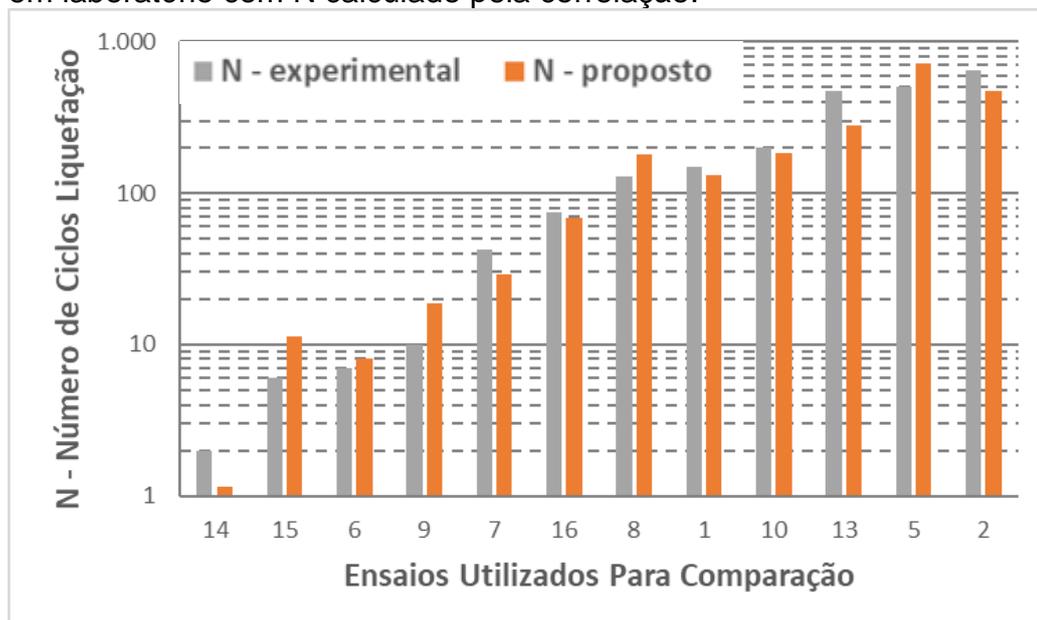
Figura 58 - Comparação entre N e os dados experimentais.



Fonte: Autor.

Já na Figura 59, utiliza-se um gráfico de barras, onde se compara o número de ciclos para atingir a liquefação com os valores previstos de N a partir da Equação 23. Vale mencionar que foi utilizada a escala logarítmica no eixo das ordenadas para melhor expressar visualmente os resultados.

Figura 59 - Gráfico de barras mostrando a comparação entre o N medido em laboratório com N calculado pela correlação.



Fonte: Autor.

Com base nos resultados obtidos e apresentados na Figura 59 observa-se que os valores previstos são consideravelmente concordantes com os valores de N experimentais

5.5. Conclusões Parciais

Comparando-se as previsões no número de ciclos para se obter a liquefação com os valores experimentais, foram observadas variações de até 20 %, para o caso de solos arenosos carbonáticos. Para as areias carbonáticas no estado fofo, foram obtidas previsões menos concordantes, com diferenças variando entre 35 % e 100 %. De forma geral, foram obtidas previsões com dispersão moderada, independente da compactidade relativa e da tensão efetiva confinante.

É importante ressaltar que a equação formulada para previsão do número de ciclos para se atingir a liquefação é válida para o solo da região estudada e que, para o seu uso nos demais tipos de solo, seriam necessários estudos adicionais que incorporasse outras variáveis explicativas, como o módulo de deformação.

6. PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DE UM AEROGERADOR UTILIZANDO AS EQUAÇÕES PROPOSTAS

A presente pesquisa foi continuada a partir da avaliação das equações propostas para $G/G_{m\acute{a}x}$ em um estudo aplicado. Para isso foram efetuadas previsões do comportamento da fundação superficial de um aerogerador utilizando a Equação 20 e a partir de resultados de ensaios sísmicos.

6.1. Metodologia

A metodologia dessa parte da pesquisa foi desenvolvida aplicando-se a Equação 20, proposta para obter o módulo de deformação cisalhante máximo do solo ($G_{m\acute{a}x}$) e, em seguida, avaliar o comportamento dinâmico do conjunto solo-fundação de um aerogerador que foi avaliado preliminarmente por Ponte e Moura (2017).

Dessa forma, obtidos frequência natural de vibração (f_n), frequência amortecida (f_n') e amplitude de vibração (A_z) pelo método de Lysmer e Richart (1966), com $G_{m\acute{a}x}$ obtido pela Equação 20, e comparados com as determinações obtidas por Ponte e Moura (2017) a partir de ensaios de pequena e grande deformação.

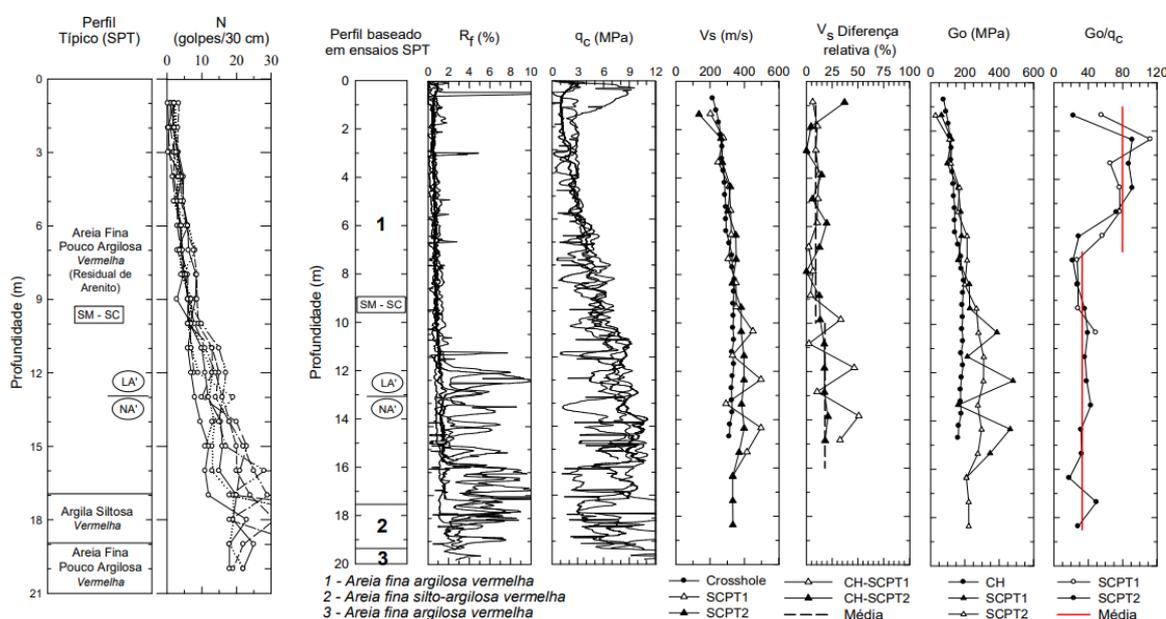
Para o desenvolvimento desta pesquisa, procedeu-se a execução das seguintes etapas: definição do local de estudo e caracterização do solo estudado, definição do método utilizado para analisar o comportamento dinâmico da fundação, caracterização do aerogerador estudado, previsões de $G_{m\acute{a}x}$ e análise dos resultados.

6.2. Definição do Local de Estudo e Caracterização do Solo Estudado

A área escolhida para os estudos foi o campo experimental da Universidade Estadual de São Paulo (UNESP), em Bauru, no qual diversos ensaios geotécnicos foram realizados, como ensaio de sondagem à percussão (SPT), ensaio pressiométrico (PMT) e ensaio de penetração de cone (CPT), ensaios de grande deformação (cross-hole, down-hole e up-hole), ensaios de pequena deformação e o ensaio de cone com sísmica (SCPT).

A Figura 60 apresenta o perfil e os resultados de sondagens realizadas no campo experimental da UNESP. À esquerda da figura, o perfil geotécnico com as sondagens a percussão (SPT), e à direita, resultados de um ensaio cross-hole e dois ensaios SCPT, ambos interpretados por Giacheti et al. (2006). A figura ainda mostra 5 resultados de ensaio de cone realizados por Giacheti et al. (2003). Vale mencionar que, em seu trabalho, o autor representa o módulo de cisalhamento máximo ($G_{m\acute{a}x}$) como G_0 .

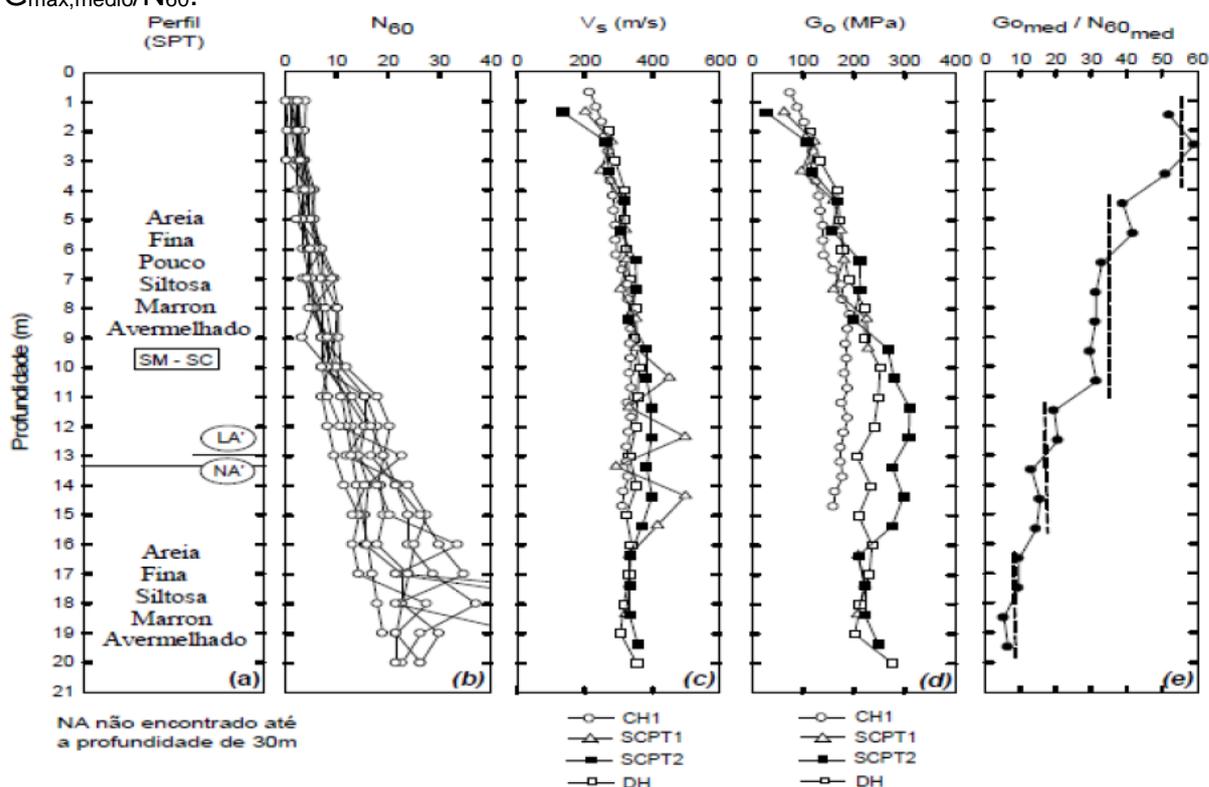
Figura 60 - Perfis e resultados de sondagens à percussão (SPT), ensaios sísmicos SCPT e Cross-hole executados no campo experimental da UNESP.



Fonte: Rocha (2013).

A Figura 61, apresentada por Vitali (2011), acrescenta o ensaio down-hole, realizado pelo autor, para caracterizar a geotecnia do campo experimental Bauru da UNESP. Observa-se que a figura é dividida em vários gráficos, onde é mostrado o perfil geotécnico, o N_{SPT} com energia de cravação corrigida considerando a eficiência de 60 %, velocidade da onda cisalhante obtida pelos ensaios, G_0 obtido para os ensaios cross-hole, down-hole e para dois ensaios SCPT e a variação de $G_{0,m\acute{e}d} / N_{60}$ com a profundidade.

Figura 61 - Ensaios realizados na UNESP: a) Perfil SPT. b) N_{60} c) V_s d) $G_0 = G_{\max}$ e) $G_{\max, \text{medio}}/N_{60, \text{med}}$.



Fonte: Vitali (2011).

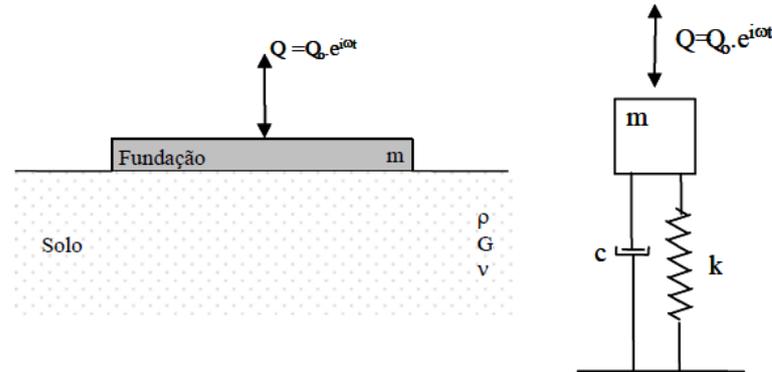
O subsolo é caracterizado por areia fina argilosa, de coloração marrom avermelhado, o nível d'água não foi encontrado até a profundidade de 30 metros e o N_{spt} é crescente com a profundidade em todas as sondagens.

6.3. Equacionamento Utilizado para Avaliar o Comportamento da Fundação de Máquina em Análise

Para a estimativa da frequência (f_n) e a amplitude de vibração (A_z) do aerogerador analisado, será utilizado o método analítico proposto por Lysmer e Richart (1966) que consideram o solo como um semiespaço elástico com sistema oscilante amortecido. A teoria do semiespaço elástico parte do princípio de que a fundação é rígida e vibra na superfície de um semiespaço de dimensões infinitas, homogêneo e isotrópico, cujo comportamento é previsto a partir do módulo de deformação cisalhante (G) e do coeficiente de Poisson (ν).

A Figura 62 apresenta o sistema oscilante amortecido utilizado no método de Lysmer e Richart (1966).

Figura 62 - Sistema oscilante amortecido do método de Lysmer e Richart (1966).



Fonte: Moura (2007).

Os coeficientes de amortecimento (c) e de rigidez (k) são dados pela Equação 25 e pela Equação 26, respectivamente.

$$c = \frac{3,4 \cdot r_0^2}{1 - \nu} \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad (\text{Equação 25})$$

$$k = \frac{4 \cdot G \cdot r_0}{1 - \nu} \quad (\text{Equação 26})$$

Sendo r_0 o raio da fundação circular e ρ a massa específica do solo.

A equação do movimento que representa a fundação de uma máquina circular de raio (r_0) apoiada na superfície do semiespaço elástico é dada pela Equação 27.

$$m \cdot \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{3,4 \cdot r_0^2}{1 - \nu} \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \cdot \frac{dz}{dt} + \frac{4 \cdot G \cdot r_0}{1 - \nu} \cdot z = Q \quad (\text{Equação 27})$$

A frequência natural (f_n) para oscilação não amortecida, a frequência amortecida (f_n') e a máxima amplitude de deslocamento (A_z) são dadas pelas Equação 28, Equação 29 e Equação 30, respectivamente.

$$f_n = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot G \cdot r_0}{(1 - \nu) \cdot m}} \quad (\text{Equação 28})$$

$$f_n' = f_n \cdot \sqrt{1 - D^2} \quad (\text{Equação 29})$$

$$A_z = \frac{Q_0 \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G \cdot r_0} \cdot \frac{B_z}{0,85 \cdot (B_z - 0,18)} \quad (\text{Equação 30})$$

Onde Q_0 é a força de excitação externa, B_z é a razão da massa modificada, Equação 31, e D é a razão de amortecimento, Equação 32.

$$B_z = \frac{1 - \nu}{4} \cdot \frac{m}{\rho \cdot r_0^2} \quad (\text{Equação 31})$$

$$D = \frac{0,425}{\sqrt{B_z}} \quad (\text{Equação 32})$$

6.4. Caracterização do Aerogerador

O aerogerador estudado é da marca Wobben Windpower/Enercon, modelo E-40, potência nominal de 500 kW, diâmetro do rotor de 4,2m, altura do eixo de 46,2m, com controle ativo de ângulo de passo das pás na frente da torre, sentido horário de rotação, com três pás cada uma, com um comprimento de 18,9m e pesando 13 kN. As pás são de fibra de vidro reforçado com epoxi. O gerador apresenta eixo horizontal e pesa 136 kN.

A fundação do aerogerador é do tipo sapata, com formato de base quadrada, de concreto armado, com 9m de lado e 1,5m de altura. As torres medem 44m de altura, são feitas de aço com 2,54cm de espessura e pesam 359 kN. O diâmetro da torre na base é de 2,5m e na altura máxima de 1,2m. A nacele do aerogerador é o compartimento localizado no topo da torre que abriga o gerador, o multiplicador de velocidades, o freio mecânico e os eixos. A nacele é feita de fibra de vidro, apresenta diâmetro de 4,4m, comprimento de 6,7m e pesa 129 kN.

A Tabela 18 mostra as características geométricas do aerogerador cujo comportamento da fundação é avaliado.

Tabela 18 - Pesos dos componentes do aerogerador.

Componente	Peso kN	Massa kg
Fundação	3.038	303.800
Pás	39	3.900
Gerador	136	13.600
Torre	359	35.900
Nacele	129	12.900
Fundação + Máquina	3.701	370.100

Fonte: Adaptado de Moura (2007).

6.5. Apresentação e Análise dos Resultados

6.5.1. Determinação dos Parâmetros Dinâmicos do Solo

Para a utilização das equações desenvolvidas por Lysmer e Richart (1966), que permite estimar a amplitude de deslocamento (A_z) e a frequência de oscilação do sistema solo-fundação (f_n), é necessário a obtenção dos parâmetros dinâmicos do solo, ou seja, o módulo de deformação cisalhante máximo ($G_{m\acute{a}x}$) e o coeficiente de Poisson (ν).

Para determinar $G_{m\acute{a}x}$ a partir da Equação 20, proposta nesse trabalho, que correlaciona a relação $G/G_{m\acute{a}x}$ ao nível de deformação no solo (γ), é necessário estimar o módulo de deformação cisalhante do solo (G) a partir de um ensaio.

Foi utilizado, neste trabalho, a resistência de ponta (q_c) do ensaio de cone (CPT) para estimar o módulo de deformação longitudinal (E) do solo através da correlação apresentada por Teixeira e Godoy (1996), Equação 33. Esta correlação relaciona E e q_c com base no tipo de solo, que, no caso do Campo Experimental Bauru da UNESP, é uma areia pouco argilosa. Então, o módulo de deformação longitudinal é dado como três vezes a resistência de ponta do cone.

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (\text{Equação 33})$$

Na Tabela 19 são apresentados os valores da resistência média de ponta do cone ($q_{c,m\acute{e}d}$) ao longo da profundidade de 5 utilizados nesta pesquisa, realizados por Giacheti et al. (2003), e obtidos da Figura 60. Além desses, mostram-se os valores do módulo de deformação longitudinal obtidos a partir da utilização da correlação de Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 19 - Resistência média de ponta do cone ao longo da profundidade do subsolo do Campo Experimental Bauru da UNESP.

Prof.	Resist. de Ponta do Cone	Módulo de Deform. Long.	Prof.	Resist. de Ponta do Cone	Módulo de Deform. Long.
z (m)	Q _{c,med} (MPa)	E (MPa)	z (m)	Q _{c,med} (MPa)	E (MPa)
1	1,5	4,5	11	6,0	18,0
2	1,5	4,5	12	6,0	18,0
3	2,0	6,0	13	6,5	19,5
4	2,5	7,5	14	7,0	21,0
5	3,0	9,0	15	7,0	21,0
6	3,0	9,0	16	8,0	24,0
7	3,5	10,5	17	7,0	21,0
8	4,0	12,0	18	6,5	19,5
9	4,0	12,0	19	7,0	21,0
10	5,0	15,0	20	10,0	30,0

Fonte: Adaptado de Rocha (2013).

Já o módulo de deformação cisalhante foi determinado a partir da Equação 34, derivada da Teoria da Elasticidade, que relaciona E, G e ν .

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{Equação 34}$$

Foi assumido 18 kN/m³ como o peso específico do solo e 0,33 como o coeficiente de Poisson, por serem valores típicos para o solo arenoso em questão.

Dessa forma, utilizando-se a Equação 34 e a Equação 20 proposta nesta pesquisa, considerando o nível de deformação empregado no ensaio de cone (CPT), que, segundo Gomes Correia et al. (2004), é da ordem de 1 a 10 % como mostra a Tabela 20, determinou-se o G_{máx}.

Tabela 20 - Nível de deformação no solo associados a análises de engenharia.

Deformação Cisalhante (%)	0,001	0,01	0,1	1	10
Nível de Deformação	Pequeno		Médio		Grande – Falha
Comportamento do Solo	Semi-elástico		Elastoplástico - Falha		
Estruturas	Rodovias, aeroportos, ferrovias		Fundações, túneis, muros de contenção		
Ensaio de Campo	Ensaio sísmicos: CH, DH, SASW, SCPT, SDMT		LPT, SBPT		SPT, CPT, PMT, SBPT, DMT

Fonte: Gomes Correia et al. (2004).

Mesmo que o nível de deformação do ensaio CPT esteja na ordem de grandeza de 1 % a 10 %, observou-se que os resultados seriam mais concordantes adotando-se valores ligeiramente abaixo dessa faixa de deformação. Em função dessa observação, o nível de deformação cisalhante do ensaio CPT foi assumido como 0,30 %.

Foi assumido também que a tensão efetiva confinante varia com a profundidade de valor igual a tensão geostática e que o módulo de deformação cisalhante (G) varia em função de E e através da Equação 34. Com isso, foram determinados valores de G , conforme apresentado na Tabela 21. Nesta tabela, é mostrado a variação do módulo de deformação cisalhante, obtido para o nível de deformação do ensaio de cone (CPT), e o módulo de cisalhamento máximo, obtido pela Equação 20.

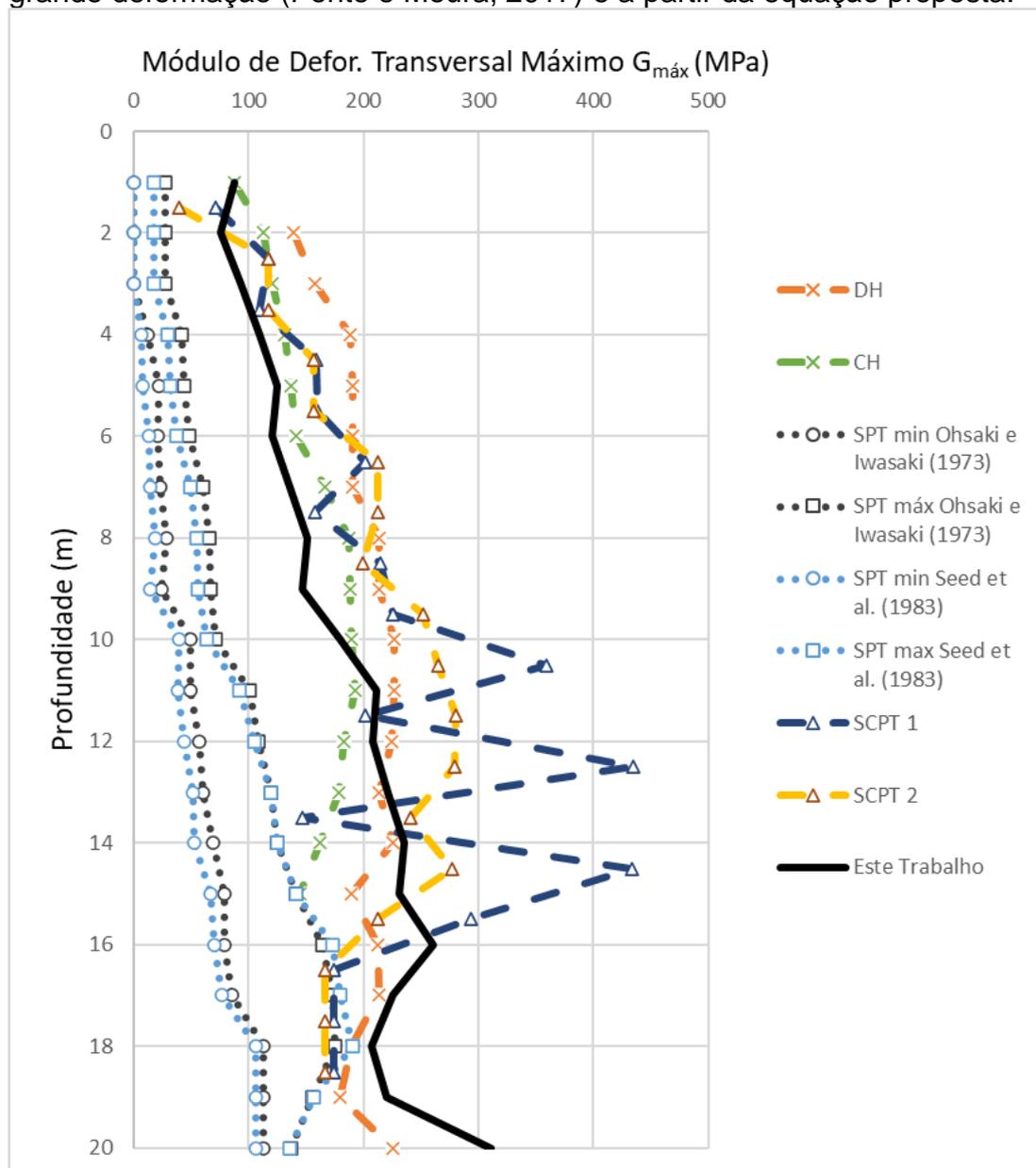
Tabela 21 - Variação do módulo de deformação cisalhante obtido para deformações do ensaio CPT (G) e para pequenas deformações ($G_{\text{máx}}$).

Prof.	Módulo de Defor. Cisalhante (CPT)	Módulo de Defor. Cisalhante Máximo	Prof.	Módulo de Defor. Cisalhante (CPT)	Módulo de Defor. Cisalhante Máximo
z (m)	G (MPa)	$G_{\text{máx}}$ (MPa)	z (m)	G (MPa)	$G_{\text{máx}}$ (MPa)
1	1,69	87,38	11	6,77	211,80
2	1,69	75,60	12	6,77	207,99
3	2,26	92,62	13	7,33	221,59
4	2,82	109,02	14	7,89	234,96
5	3,38	124,87	15	7,89	231,60
6	3,38	120,20	16	9,02	261,14
7	3,95	135,79	17	7,89	225,62
8	4,51	150,92	18	7,33	207,02
9	4,51	147,25	19	7,89	220,44
10	5,64	180,05	20	11,28	311,56

Fonte: Autor.

Os valores de $G_{\text{máx}}$ (Tabela 21) foram obtidos a partir da Equação 20 proposta e foram comparados com valores obtidos experimentalmente obtidos a partir de ensaios de pequena (DH, CH e SCPT) e de grande deformação (SPT), conforme apresentados por Ponte e Moura (2017). Os valores de $G_{\text{máx}}$ com a profundidade previstos e experimentais estão apresentados no gráfico da Figura 63.

Figura 63 - Variação de $G_{\text{máx}}$ com a profundidade para ensaios de pequena e grande deformação (Ponte e Moura, 2017) e a partir da equação proposta.



Fonte: Adaptado de Ponte e Moura (2017).

Observa-se na Figura 63 que os valores estimados de $G_{\text{máx}}$ por ensaios de grande deformação são inferiores aos valores obtidos por ensaios de pequena deformação. Dessa forma, observa-se que, para o caso em análise, determinações de $G_{\text{máx}}$ a partir de ensaios de grande deformação são consideravelmente subestimadas. Conforme relatado por Ponte e Moura (2017), as diferenças diminuem para profundidades maiores, porém, ainda fora da faixa de valores de $G_{\text{máx}}$ obtida por ensaios sísmicos. Por outro lado, foi observado que as previsões de

G_{\max} pela equação proposta nesta pesquisa são bastante concordantes com os de ensaios de pequena deformação.

Para efeito de comparação, Ponte e Moura (2017) determinaram valores médios ponderados de G_{\max} obtidos para cada ensaio. Da mesma forma foi feito para estimativas efetuadas com base na equação proposta. A comparação das mencionadas determinações de G_{\max} são mostradas na Tabela 22. O valor de G_{\max} representativo para a camada também foi determinado a partir da proposta deste trabalho da mesma forma que Ponte (2014).

Tabela 22 - Estimativa para o G_{\max} para cada ensaio.

Ensaio	G_{\max} (MPa)
SPT _{máx} (Seed et al.1983)	40
SPT _{mín} (Seed et al.1983)	91
SPT _{máx} (Ohsaki e Iwasaki, 1973)	48
SPT _{mín} (Ohsaki e Iwasaki, 1973)	95
Cross-hole (CH)	157,0
SCPT 1	215,5
SCPT 2	200,9
Down-hole (DH)	201,1
Este Trabalho	177,9

Fonte: Adaptado de Ponte e Moura (2017).

Observa-se da Tabela 22 que a média de G_{\max} para os ensaios de pequena deformação são superiores aos valores médios de G_{\max} para os ensaios de grande deformação. Por outro lado, valores de G_{\max} previstos pela equação proposta nesta pesquisa apresentam acentuada concordância com relação aos valores de ensaios sísmicos.

6.5.2. Determinação do Comportamento Dinâmico da Fundação

Utilizando-se a proposta de Lysmer e Richart (1966) foram estimadas a frequência natural e amplitude de vibração do conjunto fundação-solo do aerogerador com características resumidas na Tabela 18.

Como a fundação do aerogerador é uma sapata quadrada de 9 metros de lado, para a aplicação desse método, considerou-se a fundação do aerogerador como de formato circular com área equivalente, ou seja, com raio de 5,08 m. A massa específica do solo foi considerada de $\rho = 1.740 \text{ kg/m}^3$. A massa do sistema fundação e máquina é de 370.100 kg.

Dessa forma, utilizando a Equação 28, calculou-se a frequência natural de vibração (f_n) e, com a Equação 30, calculou-se a amplitude de vibração (A_z) do sistema sapata-solo. Dessa forma, obteve-se para a frequência natural (f_n) o valor de 1.152,64 rpm e para a amplitude (A_z) 4,06 mm. Já considerando o amortecimento (D), parâmetro obtido pela Equação 32, estima-se o valor de 36,15 % e, dessa forma, a frequência natural amortecida do sistema foi prevista em 1.074,66 rpm.

Na Tabela 23 estão resumidos os valores da frequência de vibração natural e amortecida, estimados a partir de parâmetros obtidos de ensaios de grande e de pequena deformação, Ponte e Moura (2017), e os valores estimados a partir da equação proposta para determinação de G/G_{max} nesta pesquisa.

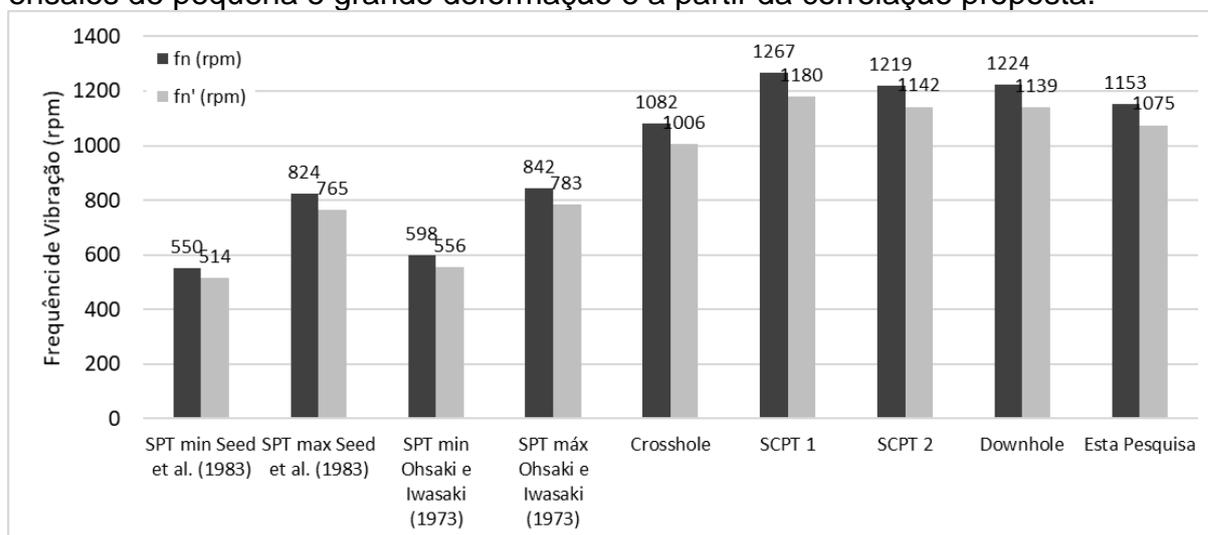
Tabela 23 – Resumo dos valores previstos da frequência natural de vibração (f_n) e da frequência amortecida (f_n') a partir de parâmetros obtidos de ensaios de pequena e grande deformação e a partir de correlações propostas nesta pesquisa.

	SPT mín Seed et al. (1983)	SPT máx Seed et al. (1983)	SPT mín Ohsaki e Iwasaki (1973)	SPT máx Ohsaki e Iwasaki (1973)	Crosshole	SCPT 1	SCPT 2	Downhole	Esta pesquisa
f_n (rpm)	550	824	598	842	1.082	1.267	1.219	1.224	1.153
f_n' (rpm)	514	765	556	783	1.006	1.180	1.142	1.139	1.075

Fonte: Adaptado de Ponte e Moura (2017).

A Figura 64 apresenta os dados da Tabela 23 na forma de um gráfico de barras para comparar visualmente os resultados.

Figura 64 - Comparação de previsões de f_n e f_n' a partir de parâmetros obtidos de ensaios de pequena e grande deformação e a partir da correlação proposta.



Fonte: Adaptado de Ponte e Moura (2017).

Assim como Ponte e Moura (2017) constataram, a faixa de valores para a frequência de vibração obtidas a partir dos ensaios de grande e pequena deformação apresentam diferenças significativas, sendo os ensaios de grande deformação subestimando o valor da frequência de vibração. Já os valores estimados de f_n e f_n' a partir da correlação proposta nesta pesquisa apresentaram bastante concordância com relação aos resultados obtidos a partir de parâmetros provenientes de ensaios sísmicos. Vale mencionar ainda que a convergência de previsões foi ainda maior para a previsão da frequência amortecida (f_n'). Neste caso, a diferença entre a média da f_n' de ensaios sísmicos e o valor obtido pela equação proposta foi de apenas 3,74 %.

Já as estimativas da amplitude de vibração (A_z) obtidas nesta pesquisa assim como os valores obtidos por Ponte e Moura (2017) estão apresentadas na Tabela 24.

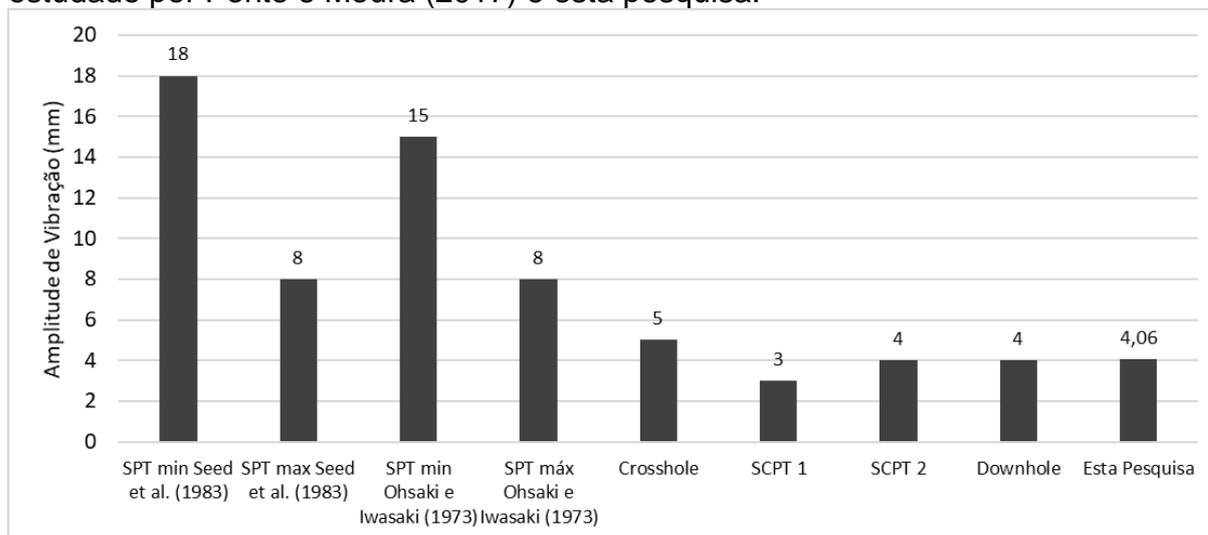
Tabela 24 - Amplitude de vibração do sistema solo-fundação do aerogerador.

	SPT mín Seed et al. (1983)	SPT máx Seed et al. (1983)	SPT mín Ohsaki e Iwasaki (1973)	SPT máx Ohsaki e Iwasaki (1973)	Crosshole	SCPT 1	SCPT 2	Downhole	Esta pesquisa
A_z (mm)	18	8	15	8	5	3	4	4	4,06

Fonte: Adaptado de Ponte e Moura (2017).

A Figura 65 mostra uma comparação das estimativas de A_z efetuadas a partir de parâmetros obtidos de ensaios de pequena e grande deformação e a partir de correlações propostas nesta pesquisa.

Figura 65 - Amplitude de vibração do sistema solo-fundação do aerogerador estudado por Ponte e Moura (2017) e esta pesquisa.



Fonte: Adaptado de Ponte e Moura (2017).

Observa-se da Figura 65 que os valores obtidos para a amplitude de vibração variam entre 18 mm a 8 mm para os ensaios de grande deformação e entre 5 e 3 mm para os ensaios de pequena deformação. O valor proposto por esta pesquisa é de 4,06 mm, dentro da faixa de valores dos ensaios sísmicos, a diferença entre a média da A_z obtida por ensaios sísmicos e o valor obtido pela equação proposta nesta pesquisa foi de apenas 1,50 %.

6.6. Conclusões Parciais

A previsão do comportamento das fundações superficiais de um aerogerador, utilizando o método analítico proposto por Lysmer e Richart (1966) com o módulo de deformação cisalhante máximo obtido a partir da Equação 20 proposta nesta pesquisa, resultou no valor de 1.152,64 rpm para a frequência natural de vibração (f_n) do sistema fundação-solo, 1.074,66 rpm para a frequência natural amortecida (f_n'), considerando amortecimento (D) de 36,15 %, e amplitude de vibração (A_z) de 4,06 mm.

Ponte e Moura (2017) também analisaram o mesmo aerogerador a partir do método Lysmer e Richart (1966), porém, com parâmetros dinâmicos do solo obtidos a partir de ensaios de pequena e grande deformação. Os valores estimados por esta pesquisa apresentaram bastante concordância com relação aos resultados obtidos a partir de parâmetros provenientes de ensaios sísmicos (pequena

deformação). A diferença entre a média da f_n' de ensaios sísmicos e o valor obtido pela equação proposta foi de apenas 3,74 %. E a diferença entre a média da A_z obtida por ensaios sísmicos e o valor obtido pela equação proposta nesta pesquisa foi de apenas 1,50 %.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Previsões efetuadas com as equações desenvolvidas para modelar as curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$ de areias carbonáticas, foram concordantes com valores experimentais obtidos por Cataño e Pando (2010). As previsões da relação $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ foram bastante concordantes, com variações menores que 10% em torno dos valores experimentais. Para a curva $D \times \gamma$, a equação proposta (Equação 21) também apresentou bons resultados. Foi observado uma tendência de subestimar, de forma geral, os valores experimentais apenas para os corpos de prova ensaiados na condição fofa ($D_r = 24\%$) e tensão confinante efetiva de 50 kPa.

As previsões efetuadas a partir da Equação 20 e da Equação 21 foram comparadas com previsões de propostas da literatura para modelar as curvas $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ e $D \times \gamma$. A metodologia mais concordante de $G/G_{\text{máx}}$ foi a de Ishihara (1996). O modelo de Ishibashi e Zhang (1993) apresentou uma tendência geral de superestimar os valores de $G/G_{\text{máx}}$. Vale mencionar que foi observado que essa tendência é mais acentuada para maiores tensões efetivas confinantes. Já a proposta da presente pesquisa ora superestima ora subestima os valores de $G/G_{\text{máx}}$, dependendo do nível das deformações cisalhantes, sendo recomendável sua utilização para γ entre $5 \cdot 10^{-3}\%$ e $5 \cdot 10^{-2}\%$.

Já para a curva $D \times \gamma$, o modelo de Ishihara (1996) apresentou tendência de superestimar demasiadamente os valores para a razão de amortecimento, principalmente, para maiores deformações cisalhantes. Os valores previstos para razão de amortecimento pelos modelos de Ishibashi e Zhang (1993) e pela presente pesquisa apresentaram razoável concordância em relação aos valores experimentais, principalmente para tensões confinantes efetivas mais elevadas.

Previsões dos parâmetros dinâmicos da presente pesquisa também foram comparadas com os resultados experimentais de areias carbonáticas diversas das utilizadas para o desenvolvimento desta pesquisa. Neste caso, foi observado que as previsões para a razão de amortecimento (D) foram concordantes, independente das tensões efetivas confinantes, fato não observado para a curva $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$, que apresentou bons resultados apenas para tensões confinantes de 200 kPa.

Em relação à previsão do número de ciclos para atingir a liquefação, comparando-se os valores propostos por esta pesquisa, com os valores

experimentais, foram observadas variações de até 20 %. Para as areias carbonáticas no estado fofo, foram obtidas previsões menos concordantes, com diferenças que chegaram a 100 %. Por outro lado, de forma geral, foram obtidas previsões com dispersão moderada, independente da compactação relativa e da tensão efetiva confinante.

A Equação 20 proposta nesta pesquisa foi utilizada para obtenção do módulo de deformação cisalhante máximo para a previsão do comportamento das fundações superficiais de um aerogerador, utilizando o método analítico proposto por Lysmer e Richart (1966). Os valores previstos de frequência foram de 1.152,64 rpm para a frequência natural de vibração (f_n) do sistema fundação-solo, 1.074,66 rpm para a frequência natural amortecida (f_n'), considerando amortecimento (D) de 36,15 %, e amplitude de vibração (A_z) de 4,06 mm. Ponte e Moura (2017) também analisaram o mesmo aerogerador a partir do método Lysmer e Richart (1966), porém, utilizando parâmetros dinâmicos do solo obtidos a partir de ensaios de pequena e grande deformação. Os valores estimados por esta pesquisa apresentaram bastante concordância com relação aos resultados obtidos a partir de parâmetros provenientes de ensaios sísmicos (pequena deformação). A diferença entre a média da f_n' de ensaios sísmicos e o valor obtido pela equação proposta foi de apenas 3,74 %. Já a diferença entre a média da A_z obtida por ensaios sísmicos e o valor obtido pela equação proposta nesta pesquisa foi ainda menor, de apenas 1,50 %.

Como sugestão para trabalhos futuros: verificar a validade das equações propostas para $G/G_{máx}$ e D em solos carbonáticos brasileiros, utilizar as equações propostas para prever o comportamento da fundação de aerogeradores offshore e implementar as equações em programas computacionais para modelagem numérica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (API). **Recommended practice for planning designing and constructing fixed offshore platforms**. 21. ed. Washington, DC: API, 2000.

ARAÚJO, I. R. F. de. **Platô do Ceará: Uma Plataforma Carbonática Isolada e Afogada da Margem Equatorial Brasileira**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica, UFRN, 2018.

ATA, Alaa; SALEM, Tarek N.; HASSAN, Rana. Geotechnical characterization of the calcareous sand in northern coast of Egypt. **Ain Shams Engineering Journal**., v. 9, p. 3381-3390, 2018.

BARROS, J. M. C.; HACHICH, W., “Fundações Sujeitas a Esforços Dinâmicos”. **Fundações: Teoria e Prática**, Capítulo 10, São Paulo, Brasil, PINI, 1998.

CATAÑO, Arango J.. **Stress strain behavior and dynamic properties of Cabo Rojo calcareous sands**. Dissertação de Mestrado – Universidade de Porto Rico, Mayaguez, 2006.

CATAÑO, J.; PANDO; M. A. Static and Dynamic Properties of a Calcareous Sand from Southwest Puerto Rico. **GeoFlorida 2010**, American Society of Civil Engineers, p. 842-51, 2010.

CHAN, Chee-Ming. Bender element test in soil specimens: identifying the shear wave arrival time. **EJGE**, v. 15, p. 1263-1276, 2010.

CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. Third Edition. Computers & Structures, Inc. Berkeley, California, USA, 2003.

DONOHUE, S.; O’SULLIVAN, C.; LONG, M.. Particle breakage during cyclic triaxial loading of a carbonate sand. **Géotechnique**, v. 59, p. 477-482, 2009.

FERNANDES, F. C.. **Ensaio de Coluna Ressonante e de Bender Elements para Medidas de Módulos de Cisalhamento em Caulim**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, 148p, 2018.

FRANÇA, A. M. C.; COUTINHO, P. N.; SUMMERHAYES, C. P.. Sedimentos superficiais da margem continental nordeste brasileira. **Revista Brasileira de Geociências**., v. 6, p. 71-88, 1976.

GDS Instruments. **Part Three: Dynamic Triaxial Testing**. Março 2014. Disponível em <<https://www.gdsinstruments.com/learning-zone/white-papers>>, acessado em 21 julho 2020.

GIACHETI, H. L.; DE MIO, G.; DOURADO, J. C.; MALAGUTTI FILHO, W. Comparação entre Resultados de Ensaio Sísmicos Down-hole e Cross-hole no Campo Experimental da UNESP de Bauru. **XIII Congresso Brasileiro de Mecânica**

dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG., v. 2, 669-674p, Curitiba, 2006.

GIACHETI, H. L.; MARQUES, M. E. M.; PEIXOTO, A. S. P. Cone Penetration Testing on Brazilian Tropical Soils. **American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.**, v. 1, 397-402 p, 2003, Cambridge, EUA.

GOMES CORREIA, et al.. Routine and advanced analysis of mechanical in situ tests. Results on saprolitic soils from granites more or less mixed in Portugal. **Keynote Lecture, Second Int. Conf. on Site Characterization - ISC'2.**, 2004.

HARDIN, B.O.. Crushing of soil particles. **Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering.**, v. 111, p. 1177-1192, out. 1985.

HYODO, Masayuki et al. Cyclic strength and deformation of crushable carbonate sand. **Soil Dynamics And Earthquake Engineering.**, v. 15, p. 331-336, jan. 1996.

IRENA, International Renewable Energy Agency. **Future of wind: Deployment, investment, technology, grid integration and socio-economic aspects (A Global Energy Transformation paper)**, Abu Dhabi, 2019.

ISHIBASHI, Isao; ZHANG, Xinjian. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. **Soil and Foundations.**, v. 33, p. 182-191, mar. 1993.

ISHIHARA, K.. **Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics.** Science Publications Oxford, 350p, 1996.

JAFARIAN, Yaser; JAVDANIAN, Hamed. Dynamic Properties of Calcareous sand from the Persian Gulf in Comparison with Siliceous Sands Database. **International Journal of Civil Engineering.**, v. 18, p. 245-249, fev. 2019.

JAVDANIAN, Hamed; JAFARIAN, Yaser. Dynamic Shear Stiffness and Damping Ratio of Marine Calcareous and Siliceous Sands. **Geo-Marine Letters.**, v. 38, p. 315-322, 2018.

KRAMER, S. L.. **Geotechnical Earthquake Engineering.** New Jersey, EUA, Prattice Hall, 1996.

MOURA, A. S.. **Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna.** Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 2007.

MOURA, A. S.; CUNHA, R. P.; ALMEIDA, M. C. F.. Contribuição ao projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes nas areias de dunas do litoral cearense. **Revista Luso-Brasileira de Geotecnia.**, v. 130, p. 101-130, 2014.

LOPES, G. M. **Aplicação de monoestacas cravadas em turbinas eólicas offshore.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil Especialidade em Geotecnia. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto FEUP, 2013.

LYSMER, J. F. E. R. e RICHART, F. E. Dynamic Response of Footings to Vertical Loading. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.**, v. 92, p. 65-91, 1966.

PICANÇO, J. **Projetos de energia eólica offshore podem injetar R\$ 37,6 bi no CE.** Jornal Diário do Nordeste, 6 de fev de 2020. Disponível em <diariodonordeste.verdesmares.com.br/negocios/projetos-de-energia-eolica-offshore-podem-injetar-r-37-6-bi-no-ce-1.2208106>. Acessado em 10/09/2020.

PONTE, G. F. **Avaliação do uso dos parâmetros dinâmicos dos solos obtidos a partir de ensaios de pequena e grande deformação na previsão do comportamento das fundações superficiais de aerogeradores.** Monografia de graduação. Departamento de Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014, 86 p.

PONTE, G. F.; MOURA, A. S. Avaliação do comportamento dinâmico das fundações superficiais de aerogeradores a partir de ensaios de pequena e grande deformações. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil – REEC.**, v.13, p. 95-105, 2017.

RATTON, R. B.; SAYÃO, A. S. F. J. Ensaio triaxiais em areias saturadas. **X COBRAMSEF – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, ABMS, Foz do Iguaçu., v.2, p. 451-458, 1994.

SALEM, Manal; ELMAMLOUK, Hussein; AGAIBY, Shehab. Static and cyclic behavior of North Coast calcareous sand in Egypt. **Soil Dynamics And Earthquake Engineering.**, v. 55, p. 83-91, ago. 2013.

SCHNAID, F.. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo, Brasil, Oficina de Textos, 2000. 189p.

SHARMA, Shambhu S.; FAHEY, Martin. Degradation of Stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests. **Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering.**, v. 129, p. 619-629, 2003.

SHARMA, Shambhu S.; ISMAIL, Mostafa A.. Monotonic and cyclic behavior of two calcareous soils of different origins. **Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering.**, v. 132, p. 1581-1591, 2006.

SORIANO, Humberto Lima. **Introdução à dinâmica das estruturas.** Rio de Janeiro, Elsevier, 2014.

ROCHA, B. P. **Emprego do ensaio SPT sísmico na investigação de solos tropicais.** Tese de Mestrado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013, 116 p.

TRIOLA, Mario F. **Introdução à Estatística.** Rio de Janeiro, LTC, 2008.

VITALI, O. M. P. **Desenvolvimento de um sistema para realização de ensaios sísmicos down-hole em conjunto com o CPT.** Dissertação de Mestrado em

Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011, 114 p.

KUANG, Du-min; LONG, Zhi-lin; WANG, Jie; ZHOU, Xu-tong; YU, Piao-yi. Experimental study on particle size effect on mechanical behaviour of dense calcareous sand. **Soils and Rocks.**, v. 43, p. 567 – 574, 2020.

**ANEXO A – TABELAS REFERENTES ÀS CURVAS $G \times \gamma$ E $D \times \gamma$ DA AREIA
CARBONÁTICA DE CATAÑO E PANDO (2010)**

Obs.: as linhas em negrito indicam os pontos não utilizados para a regressão linear múltipla.

Compacidade de Relativa	Tensão Confinante	Deformação Cisalhante	Módulo de Deformação Cisalhante	Razão de Amortecimento
D_r %	σ'_c kPa	γ %	G MPa	D %
21 - 26	50	2,20E-04	-	0,47
21 - 26	50	6,10E-04	-	0,53
21 - 26	50	8,90E-04	43,18	1,03
21 - 26	50	1,60E-03	42,37	1,40
21 - 26	50	2,25E-03	39,93	1,73
21 - 26	50	3,30E-03	37,49	2,34
21 - 26	50	4,80E-03	35,86	2,73
21 - 26	50	6,00E-03	34,23	3,17
21 - 26	50	1,50E-02	26,42	4,09
21 - 26	50	2,50E-02	20,22	4,77
21 - 26	50	3,50E-02	17,12	5,71
21 - 26	50	5,20E-02	13,50	6,00
21 - 26	50	7,20E-02	10,40	6,35
21 - 26	50	9,80E-02	8,33	6,56
21 - 26	50	1,40E-01	6,78	6,56
21 - 26	300	3,50E-04	-	0
21 - 26	300	1,30E-03	-	0
21 - 26	300	2,00E-03	133,31	0,22
21 - 26	300	2,60E-03	133,31	0,37
21 - 26	300	4,40E-03	130,69	0,54
21 - 26	300	1,10E-02	122,28	1,07
21 - 26	300	1,30E-02	121,75	1,20
21 - 26	300	1,90E-02	116,50	1,65
21 - 26	300	2,20E-02	113,87	1,89
21 - 26	300	2,60E-02	110,20	1,89
21 - 26	300	3,80E-02	103,89	2,68
21 - 26	300	4,40E-02	100,00	2,83
21 - 26	300	5,40E-02	94,43	3,14
21 - 26	300	6,50E-02	87,60	3,41
21 - 26	300	7,50E-02	83,93	3,59
21 - 26	300	7,90E-02	79,72	3,76
21 - 26	300	9,00E-02	78,15	3,94

Compacidade de Relativa	Tensão Confinante	Deformação Cisalhante	Módulo de Deformação Cisalhante	Razão de Amortecimento
D_r %	σ'_c kPa	γ %	G MPa	D %
91	50	2,40E-04	-	0,36
91	50	3,00E-04	71,58	0,46
91	50	5,20E-04	71,58	0,65
91	50	1,30E-03	68,35	1,03
91	50	1,80E-03	67,95	1,21
91	50	2,20E-03	67,95	1,30
91	50	3,40E-03	64,72	1,64
91	50	4,00E-03	64,32	1,67
91	50	8,50E-03	57,86	2,72
91	50	1,40E-02	51,81	3,24
91	50	1,60E-02	47,37	3,62
91	50	2,10E-02	42,12	3,84
91	50	2,40E-02	38,08	4,03
91	50	2,90E-02	34,43	4,37
91	50	3,80E-02	27,19	4,86
91	50	4,80E-02	24,77	5,44
91	50	5,60E-02	22,34	6,09
91	50	6,50E-02	19,92	6,26
91	50	7,50E-02	17,90	6,72
91	50	9,50E-02	15,89	6,90
91	50	1,10E-01	15,48	6,79
91	300	6,20E-04	-	0,34
91	300	9,90E-04	158,42	0,32
91	300	1,20E-03	159,08	0,37
91	300	2,00E-03	158,42	0,52
91	300	3,10E-03	159,08	0,78
91	300	3,90E-03	157,12	0,89
91	300	8,50E-03	139,49	1,45
91	300	9,40E-03	143,41	1,78
91	300	1,60E-02	128,40	2,37
91	300	1,80E-02	127,74	2,40
91	300	2,40E-02	119,91	2,89
91	300	2,60E-02	119,91	3,16
91	300	3,90E-02	111,43	3,42
91	300	4,20E-02	105,55	3,79
91	300	5,00E-02	102,94	3,96
91	300	5,50E-02	102,94	3,99

**ANEXO B – TABELAS REFERENTES ÀS CURVAS $G/G_{\text{máx}} \times \gamma$ E $D \times \gamma$ DA AREIA
CARBONÁTICA DE JAVDANIAN E JAFARIAN (2018)**

Compacidade de Relativa	Tensão Confinante	Deformação Cisalhante	Razão do Módulo de Deformação Cisalhante	Razão de Amortecimento
D_r %	σ'_c kPa	γ %	$G/G_{\text{máx}}$	D %
84	200	4,25E-04	1,00	0,91
84	200	8,50E-04	0,98	0,93
84	200	1,25E-03	0,97	0,99
84	200	1,75E-03	0,96	1,05
84	200	3,25E-03	0,93	1,21
84	200	5,00E-03	0,89	1,41
84	200	8,50E-03	0,83	1,87
84	200	1,25E-02	0,77	2,34
84	200	1,75E-02	0,73	3,14
84	200	3,50E-02	0,52	4,70
84	200	6,00E-02	0,38	6,53
84	200	5,00E-01	0,09	11,58
84	400	4,25E-04	1,00	0,80
84	400	8,50E-04	0,99	0,84
84	400	1,25E-03	0,99	0,88
84	400	1,75E-03	0,97	0,92
84	400	3,25E-03	0,95	0,96
84	400	5,00E-03	0,93	1,07
84	400	8,50E-03	0,88	1,34
84	400	1,25E-02	0,84	1,57
84	400	1,75E-02	0,79	1,85
84	400	3,50E-02	0,60	2,73
84	400	6,00E-02	0,44	3,61
84	400	5,00E-01	0,10	7,79
80	800	4,25E-04	1,00	0,70
84	800	8,50E-04	1,00	0,71
84	800	1,25E-03	0,99	0,71
84	800	1,75E-03	0,99	0,73
84	800	3,25E-03	0,98	0,77
84	800	5,00E-03	0,96	0,82
84	800	8,50E-03	0,93	0,89
84	800	1,25E-02	0,91	1,02
84	800	1,75E-02	0,89	1,09
84	800	3,50E-02	0,71	1,43
84	800	6,00E-02	0,57	2,01
84	800	5,00E-01	0,11	4,69