

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Minicone cíclico em solo granular: procedimento e interpretação

Gonçalo de Lima Sonaglio

Porto Alegre
2019

GONÇALO DE LIMA SONAGLIO

**MINICONE CÍCLICO EM SOLO GRANULAR:
PROCEDIMENTO E INTERPRETAÇÃO**

Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
2019

GONÇALO DE LIMA SONAGLIO

**MINICONE CÍCLICO EM SOLO GRANULAR:
PROCEDIMENTO E INTERPRETAÇÃO**

Esta DISSERTAÇÃO de mestrado foi julgada adequada como parte para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 12 de junho de 2019

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D pela Concordia University, Canadá
Co-orientador e Coordenador do
PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Profª. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Vítor Pereira Faro (UFPR)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dr. Eng. David Eduardo Lourenço (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha mãe, Marisa (*In Memoriam*),
que sempre estará presente durante minha trajetória.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, Prof. Lucas Festugato, por todas suas contribuições e ensinamentos. Incluindo a importância da indicação do tema, destaco também a tua presença durante o trabalho, motivação e solicitude. Sou muito grato por tudo que já me proporcionaste, tenho muita sorte de tê-lo como orientador e amigo.

Agradeço ao meu coorientador, Prof. Nilo Consoli, que sempre esteve disposto a resolver qualquer problema que surgia, e por sua liderança perante o nosso laboratório de pesquisas.

Agradeço à Professora Karla e aos Professores Vítor, César e David, pelo tempo que dispuseram para fazer parte da banca examinadora e também por fazerem parte da minha trajetória acadêmica.

À minha mãe, Marisa, eu agradeço por tudo. A tua presença sempre se faz presente em minha vida, minha eterna gratidão por todas oportunidades e por todos os momentos que pudemos vivenciar juntos.

Agradeço ao meu pai, Ivo, pelo apoio prestado e pela companhia. Agradeço a minha vó Ida pela presença e ajuda nos momentos necessários, e à minha tia Maria por sempre estar presente e me apoiando. Agradeço também aos meus familiares que sempre estiveram presentes na minha vida e me apoiaram.

Natalia, agradeço pelo companheirismo e pela confiança. Esteve presente em todos os momentos, sempre me apoiando, incentivando e sendo minha companheira para tudo, tua presença foi especial. Acredito que saibas o quanto foi fundamental durante este tempo, e agradeço, também, por tua importante ajuda no trabalho, meus agradecimentos mais sinceros.

Um agradecimento especial àqueles que me ajudaram ativamente nesta pesquisa. Alejandro, meus agradecimentos por tua disposição e ajuda, tua ajuda foi determinante e indispensável para a conclusão desta pesquisa, valeu Papu! Sérgio, obrigado por dispores do tempo para me ajudar no melhoramento das rotinas dos equipamentos e nas sugestões apresentadas, além de todo tempo de laboratório que pude dividir contigo durante estes anos. Hugo, agradeço por todo apoio operacional em todos momentos precisei, tua ajuda, muito cuidadosa, foi fundamental para o desenvolvimento da pesquisa. Marina Corte, obrigado por me passar todas os conhecimentos necessários para que fosse possível a realização dos ensaios *simple shear*.

Sempre é importante a presença de pessoas que nos acrescentam no dia-a-dia. Agradeço aos colegas de laboratório e colegas que ainda não citei, por fazer os dias de laboratório agradáveis. Dudi, Estefano, Marcus, Mari, Mozara, Jorge, Vini, Lennon, Auxence, Bruna S., Bruna H., Dionatas, Eclesielter, Gustavo, Andressa, Marina, Ricardo C., Ricardo B., Daniel F., Daniel W., Luciana, Mateus, Augusto e Renan.

Agradeço aos bolsistas de iniciação científica, seja o Nedel pela maravilhosa sensação da sua presença no laboratório, quanto todos os outros que se fizeram presente e tem muita importância no tempo laboratorial: Alice, Filipe, João, Pablo, Paulo, Renight, Thales, e, todos os outros que, porventura, esqueci. Filipe, obrigado pelas trocas de ideia e ajuda na moldagem dos CPs.

Neste texto não poderia deixar de estar registrado meus agradecimentos aos Geovânis, por todos os momentos e histórias compartilhadas.

E um agradecimento especial aos meus amigos, muitos já citados aqui, estando presente cada um de sua forma durante toda a minha vida. Em especial aos que conheci durante a graduação, Ricky, Grassioli, Olindo, Fuhr, Hernando, Palm, Julia, e todos outros que fizeram e farão parte.

Agradeço à MLF Geotecnia, na figura do Eng. Marciano, pela oportunidade oferecida e pelo acolhimento.

Todos que foram citados e, que, porventura, esqueci: vocês foram e são fundamentais durante todo o caminho.

Já rodei o mundo quase mudo
No entanto num segundo
Este livro veio a mão.

Tim Maia

RESUMO

SONAGLIO, G. L. **Minicone cíclico em solo granular** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Em numerosos casos, como obras offshore e de aerogeradores, observa-se o carregamento cíclico axial em estacas. O dimensionamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos exige um cuidado e precisa caracterização do subsolo. Nesse contexto, este trabalho propõe uma alternativa à investigação geotécnica de campo, através do estudo do comportamento do ensaio de cone sob condições cíclicas de penetração. Foram realizados ensaios em uma câmara de calibração preenchida com uma areia fina de média compactidade, com diferentes tensões confinantes. O ensaio baseia-se na penetração de um minicone no solo confinado na câmara de calibração, propondo-se um novo tipo de execução, onde são realizados ciclos em profundidades previamente definidas, com diferentes amplitudes e frequências. Com os dados coletados nos ensaios, percebeu-se uma degradação do atrito lateral em função do número de ciclos e também em função da amplitude do ensaio, estes resultados juntamente com pesquisas futuras podem viabilizar a utilização deste ensaio para o caso de obras onde o carregamento cíclico axial é de relevância.

Palavras-chave: *minicone cíclico, câmara de calibração, carregamento cíclico*

ABSTRACT

SONAGLIO, G. L. **Minicone cíclico em solo granular** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

In numerous cases, such as onshore and offshore wind turbines, axial cyclic loading on piles is of relevance. The design of piles subjected to cyclic loading requires careful and accurate characterization of the soil. In this context, this research proposes an alternative geotechnical field investigation, by studying the behavior of the cone penetration test under cyclic conditions. Tests were performed in a calibration chamber molded with a medium dense fine sand, with distinct confining pressures. The test is based on the penetration of a miniature cone into the confined soil in the calibration chamber, proposing a new type of execution, where cycles are performed at defined depths, with different amplitudes and frequencies. With the data collected in the tests, it was noticed a degradation of lateral friction as a function of the number of cycles and also as a function of the amplitude of the test. These results in conjunction with future research may possibilitate the use of this test for cases where axial cyclic loading is relevant.

Palavras-chave: *cyclic minicpt, calibration chamber, cyclic loading*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
1.1. OBJETIVOS E METAS	12
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	14
2.2. CARREGAMENTO CÍCLICO EM SOLOS	14
2.2.1. Projeto de estruturas para carregamentos cíclicos.....	17
2.2.2. Ensaio laboratoriais com carregamento cíclico	20
2.2.2.1. Simple Shear.....	21
2.3. ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE	27
2.4. ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE – CARREGAMENTO CÍCLICO	32
2.5. DEGRADAÇÃO DO ATRITO LATERAL.....	41
2.6. CONE.....	50
2.7. MINICONE.....	59
2.8. CONE CÍCLICO.....	60
2.9. INTERPRETAÇÃO DA TEORIA DA EXPANSÃO DA CAVIDADE.....	63
2.10. CÂMARA DE CALIBRAÇÃO	66
3. METODOLOGIA	69
3.1. MATERIAIS	69
3.1.1. Areia de Osório.....	69

3.1.2. Preparação das amostras 500x500mm	70
3.1.3. Preparação das amostras do <i>simple shear</i>	73
3.2. ENSAIOS DE MINICONE	74
3.3. ENSAIO DE MCPT CÍCLICO.....	75
3.4. ENSAIO SIMPLE SHEAR	76
3.5. CALIBRAÇÃO DO MCPT	77
4. RESULTADOS.....	79
4.1. ENSAIOS TESTE.....	79
4.2. MINICONE ESTÁTICO	80
4.3. MINICONE CÍCLICO.....	84
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
REFERÊNCIAS	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– A influência da amplitude da deformação cisalhante, tensão normal efetiva e índice de vazios no módulo cisalhante da areia de Toyoura seca. Para amplitudes de deformação resiliente um equipamento hollow cylinder foi utilizado (adaptado de Iwasaki <i>et al.</i> 1978).	15
Figura 2 – Um modelo simples bloco-mola representando o comportamento de solo sob carregamentos cíclicos ilustrando a não-linearidade da tensão-deformação, a rigidez aumenta acompanhando uma reversão na tensão e com acúmulo de deformações permanentes (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991)......	16
Figura 3 – Carregamento cíclico devido a carga de vento (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991),.....	18
Figura 4 – Monotrilho elevado da Disney World mostrando um único pilar junto com a provável distribuição de tensões na fundação. (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991).....	19
Figura 5 – Carregamento nas fundações dos molhes por navios atracados. (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991)	19
Figura 6 – Flutuações das tensões nas fundações de um silo. (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991).....	20
Figura 7 – Tensões atuantes em um elemento de <i>simple shear</i> idealizado. (DOHERTY e FAHEY., 2011).....	22
Figura 8 – Rotação das tensões principais na análise de um talude (LEROUEIL e HIGHT, 2003).....	24
Figura 9 – Estado de tensões do solo adjacente a uma estaca submetida a um carregamento vertical (adaptado de RANDOLPH e WROTH, 1981)	24
Figura 10 – Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento no estado crítico determinada com ensaios <i>simple shear</i> (ATIKSON <i>et al.</i> , 1991)	27
Figura 11 – Variação do atrito lateral com o comprimento da estaca (adaptado de VESIC, 1967 <i>apud</i> POULOS e DAVIS, 1980).....	30
Figura 12 – Variação do de f_b/f_s com ϕ . (adaptado de VESIC, 1967 <i>apud</i> POULOS e DAVIS, 1980).....	31
Figura 13 – Distribuição simplificada da tensão vertical adjacente à estaca em areia. (POULOS e DAVIS, 1980)	32
Figura 14 – Contrastes entre resultados de ensaios de laboratório e dados de campo. (RANDOLPH, 2012b).....	34
Figura 15 – Diferentes ensaios e aplicações, onde H é a força horizontal, h o ponto de aplicação, W’ é o peso próprio da estrutura, e τ representa a tensão cisalhante induzida. (RANDOLPH, 2012b).....	34

Figura 16 – Exemplo de regime de cargas, onde V é a carga vertical, V_a o valor médio de V, V_{cyc} a amplitude cíclica, e N o número de ciclos. (RANDOLPH, 2012b)	35
Figura 17 – Classificação dos regimes de cargas cíclicas. (RANDOLPH, 2012b).....	35
Figura 18 – Ensaio <i>simple shear</i> monotônico em silte. (adaptado de RANDOLPH, 2012b) ...	36
Figura 19 – Ensaio <i>simple shear</i> cíclico em silte com $\tau_{cic}/\sigma'_{vc}=0,2$ (adaptado de RANDOLPH, 2012b)	37
Figura 20 – Comparação entre dois ensaios cíclicos $\tau_{cic}/\sigma'_{vc}=0,15$ e $0,2$ (adaptado de RANDOLPH, 2012b)	37
Figura 21 – Diagramas da deformação cisalhante de ensaios cíclicos (adaptado de RANDOLPH, 2012b)	38
Figura 22 – Exemplo de dados de <i>simple shear</i> cíclico na argila de Drammen, mostrando efeito de maiores taxas de deformações em ensaios cíclicos (adaptado de ANDERSEN, 1991)	39
Figura 23 – Diagramas de excesso de poropressão em ensaios cíclicos (adaptado de RANDOLPH, 2012b)	39
Figura 24 – Abordagens de projeto para estimar a resistência lateral de estacas em areias (adaptado de RANDOLPH, 2012a)	41
Figura 25 – Evidência experimental da degradação do atrito (adaptado de LEHANE <i>et al.</i> , 1993)	42
Figura 26 – Evidência visual (esquerda) e modelo esquemático (direita) do mecanismo de degradação do atrito para estacas em areias. (adaptado de WHITE e BOLTON, 2004).....	43
Figura 27 – Valores de K a partir de ensaios em câmara de calibração (adaptado de BOULON e FORAY, 1986).....	45
Figura 28 – Instalação de estacas mega: (a) análise dos estágios e (b) evolução da tensões normais e cisalhantes. (adaptado de BASU <i>et al.</i> , 2011).....	49
Figura 29 – Figura esquemática do cone. (adaptado de ROBERTSON e CABAL, 2016).....	51
Figura 30 – Ponteiras (da esquerda pra direita: 2 cm ² , 10cm ² , 15cm ² , 40cm ²). (ROBERTSON e CABAL, 2016).....	52
Figura 31 – Tipos de cones (a) ponta e luva com células de carga em compressão, (b) célula de carga da ponta em compressão e da luva em tração (c) cone do tipo de subtração (Adaptado de LUNNE <i>et al.</i> , 1997).....	54
Figura 32 – Classificação de solos proposta por Begemann (1965).....	55
Figura 33 – Classificação de solos proposta por Douglas e Olsen(1981)	56
Figura 34 – Classificação de solos proposta por Robertson e Campanella(1983)	57

Figura 35 – Classificação de solos proposta por Robertson(1986)	57
Figura 36 – Classificação de solos proposta por Robertson(1990)	58
Figura 37 – Resistência final da luva a) original e b) normalizada (pela tensão vertical efetiva) versus profundidade (adaptado de Diambra <i>et al.</i> , 2014)	63
Figura 38 – Padrão de ruptura na ponta do cone.	64
Figura 39- Granulometria da Areia de Osório (FESTUGATO, 2009).....	70
Figura 40 – Moldagem dos CPs 500 x 500 mm	71
Figura 41 – Moldagem CP 500 x 500 mm	72
Figura 42 – Moldagem CP 500 x 500 mm	73
Figura 43 – Moldagem CP <i>simple shear</i>	74
Figura 44 – Procedimento do ensaio minicone cíclico (adaptado de DIAMBRA, 2014).....	75
Figura 45 – Procedimento de calibração da célula de carga da ponta do minicone.	77
Figura 46 – Curva de calibração do fuste.	78
Figura 47 – Curva de calibração da ponta.	78
Figura 48 – Ensaio de minicone com tensão confinante de 100 kPa	79
Figura 49 – Curva tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva	80
Figura 50 – Ensaio estático - Confinante 100 kPa.....	81
Figura 51 – Ensaio estático - Confinante 30 kPa.....	82
Figura 52 – Ensaio estático – confinante 400 kPa.....	82
Figura 53 – Ensaio de recavação do minicone	83
Figura 54 – Esquema com pontos de parada do ensaio.	84
Figura 55 – Ensaio cíclico – 100_2_0,4	85
Figura 56 – Ensaio cíclico – 100_1_0,4	85
Figura 57 – Ensaio cíclico – 150_2_0,4	86
Figura 58 – Ensaio cíclico – 150_1_0,4	86
Figura 59 – Ensaio cíclico – 100_2_0,4	87
Figura 60 – Ensaio cíclico – 200_2_0,4	87
Figura 61 – Ensaio cíclico – 30_2_0,4	88

Figura 62 – Ensaio cíclico – 30_0.5_0,4	88
Figura 63 – Ensaio cíclico – 30_4_0,4	89
Figura 64 – Ensaio cíclico – 30_4_1,2	89
Figura 65 – Ensaio cíclico – 30_0.5_1,2	90
Figura 66– Ensaio cíclico – 150_2_0,4 com recravação	92
Figura 67 – Exemplo de dados obtidos pela função	94
Figura 68 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 2mm	94
Figura 69 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 2mm - Normalizado	95
Figura 70 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 4mm	96
Figura 71 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 4mm	96
Figura 72 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 4mm - Normalizado	97
Figura 73 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 4mm - Normalizado	97
Figura 74 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 0,5mm	98
Figura 75 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 0,5mm	98
Figura 76 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 0,5mm - Normalizado	99
Figura 77 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 0,5mm - Normalizado	99
Figura 78 – Resumo de todos os ensaios com 30 kPa de confinante.	100
Figura 79 – Resumo de todos os ensaios normalizados com 30 kPa de confinante.....	100
Figura 80 – Ensaio com confinante de 100 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude de 1,0 mm.	101
Figura 81 – Ensaio com confinante de 150 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude de 1,0 mm.	102

Figura 82 – Ensaio com confinante de 400 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude de 1,0 mm.	102
Figura 83 – Comparação de resultados com diferentes confinantes	103
Figura 84 – Comparação de resultados com diferentes confinantes	103
Figura 85 – Comparação de resultados com diferentes confinantes normalizados	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Aplicabilidade do CPT/CPTu para vários casos (ROBERTSON e CABAL, 2016)	32
Tabela 2 – Índices Físicos da Areia de Osório (MARQUES, 2016).....	70
Tabela 3 – Resumo dos ensaios mCPT cíclicos	76
Tabela 4 – Resumo dos valores cíclicos iniciais normalizados pelo estático.....	93
Tabela 5 – Resumo dos valores cíclicos normalizados	93

LISTA DE SÍMBOLOS

q_c = resistência de ponta

f_s = resistência ao atrito lateral

$f_{s_{\max,cíclico}}$ = resistência ao atrito lateral máxima no ensaio cíclico

D_{50} = diâmetro médio do solo

DR = densidade relativa

R^2 = coeficiente de regressão

Rf = razão de atrito

σ'_h = tensão horizontal efetiva

σ'_v = tensão vertical efetiva

τ = tensão cisalhante

τ_{cic} = tensão cisalhante cíclica

τ_a = resistência ao cisalhamento da interface solo-estaca

c_a = adesão

σ_n = tensão normal entre solo e estaca

ϕ_a = ângulo de atrito solo-estaca

1. INTRODUÇÃO

O uso de fundações profundas é o método mais antigo desenvolvido para superar as dificuldades de apoiar edificações sobre solos de baixa capacidade de suporte. Embora isto seja datado desde vilarejos pré-históricos, até o final do século 19 o projeto de estacas era baseado totalmente no empiricismo, ou até mesmo na providência divina. A literatura contemporânea sobre estacas pode ser datada a partir de 1893. O aumento da demanda sobre a engenharia de fundações estimulou pesquisas teóricas mais sofisticadas sobre a interação entre as estacas e o solo (POULOS e DAVIS, 1980).

Estimar a capacidade de carga mobilizada pelo do fuste de estacas em areias é uma área de incertezas por conta do processo complexo envolvido e da sensibilidade da tensão normal efetiva agindo no fuste da estaca (RANDOLPH, 2012a). Com frequência, estacas são submetidas a carregamentos cíclicos, por exemplo, em obras offshore, aerogeradores, enscadeiras, lastro e pavimentos de aeroportos. O carregamento axial cíclico tem efeito prejudicial na capacidade de carga de estacas (PUESCH *et al.* 1980, POULOS 1988, JARDINE e STANDING 2012), pois, dependendo do estado de tensões do solo, existe uma degradação tanto da resistência de ponta quanto do atrito lateral.

Sendo assim, é necessário compreender os mecanismos de resposta dos solos sob carregamentos cíclicos, conhecendo as ferramentas teóricas e analíticas necessárias para a estimativa de deformações desenvolvidas ao longo do tempo sob condições de carregamentos cíclicos ambientalmente induzidos, como movimentos ondulatórios, ações do vento, variação do nível d'água, e suas consequências para o estado limite de serviço e durabilidade das estruturas de fundações submetidas a este tipo de carregamento (O'REILLY e BROWN, 1991).

Engenheiros geotécnicos enfrentam muitas dificuldades em avaliar os efeitos de carregamentos não-monotônicos por conta de (i) muitos aspectos da resposta mecânica dos solos sob um grande número de ciclos de carga não são tão bem conhecidas, (ii) modelos constitutivos que são capazes de reproduzir a resposta observada muitas vezes são bastante sofisticados e portanto mais complexos do que ideal para o usuário final, e (iii) o tempo computacional requerido para

uma solução numérica em problemas onde é requerido um grande número de ciclos é substancial (RANDOLPH, 2012b).

Carregamentos cíclicos e seus impactos são de relevância prática para diversos problemas na Engenharia Geotécnica. Como exemplo, os carregamentos cíclicos podem ser causados pelo tráfego (trens de alta velocidade, *maglevs*), fontes industriais (guindastes, fundações de máquinas), vento e ondas (aerogeradores on e off-shore, estruturas marítimas) ou em locais onde há processos repetidos de enchimento e esvaziamento (silos, reservatórios, comportas). O carregamento cíclico no solo pode levar ao acúmulo de deformações plásticas ou à liquefação, devido ao desenvolvimento de excesso de poropressão.

Em muitos casos os carregamentos cíclicos são multiaxiais, como exemplo nos carregamentos derivados do tráfego, ou em casos de aerogeradores offshore devido às diferentes direções e frequências de carregamentos provindos de vento e ondas.

Jardine *et al.* (2012) e Puech *et al.* (2012) sugerem que a degradação das propriedades dos solos sob carregamentos cíclicos axiais em estacas pode ser explorada através de ensaios in-situ, como, por exemplo, o CPT cíclico. Entretanto, até o presente momento existe somente um estudo que trata da execução de ensaios de CPT cíclico (DIAMBRA, 2014). No entanto, o estudo realizado por Diambra foi feito em condições de campo, sem um maior controle. O ensaio CPT cíclico pode oferecer informações tanto sobre a degradação do fuste quanto sobre o desenvolvimento de poropressão durante carregamentos cíclicos no CPTu.

1.1.OBJETIVOS E METAS

O desenvolvimento de uma metodologia de interpretação de ensaios em miniCPT (mCPT) sob condições cíclicas de penetração é o objetivo geral da pesquisa. Dentro do objetivo principal estão inseridos os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar o efeito de diferentes condições de nível de confinamento;
- b) Avaliar o efeito de diferentes condições de frequência;
- c) Avaliar o efeito de diferentes amplitudes de deslocamento dos ciclos.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em cinco capítulos, de acordo com as etapas da pesquisa realizada. O Capítulo 1 trata da introdução e dos objetivos do trabalho. No Capítulo 2, é apresentada uma revisão da literatura existente, compreendida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa. No Capítulo 3, apresenta-se o programa experimental e a descrição dos materiais utilizados e dos métodos de ensaio. O Capítulo 4 apresenta os resultados e as análises desenvolvidas na pesquisa. No Capítulo 5, apresenta-se as considerações finais do trabalho. Ao final dos capítulos encontram-se as referências bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, é apresentada uma síntese acerca de carregamento cíclico em solos e uma revisão da literatura sobre estacas submetidas ao carregamento cíclico e o ensaio de cone.

2.2. CARREGAMENTO CÍCLICO EM SOLOS

O termo “carregamento cíclico” sugere um sistema de cargas que mostram algum grau de regularidade tanto em magnitude como em frequência. Muitas máquinas e estruturas offshore, por exemplo, transmitem cargas cíclicas para as fundações da estrutura. Quando se fala de carregamento dinâmico, se considera desde carregamentos transientes ocasionados por terremotos, até carregamentos em rodovias, incluindo também vibração. Nota-se que o termo “carregamento cíclico” refere-se a um comportamento não exatamente cíclico, mas de natureza “não-estática” ou *não-monotônica*, nesse caso o termo *carregamento cíclico* não parece ser o mais adequado. Contudo, é o termo mais utilizado na prática para descrever carregamentos repetitivos não-estáticos em solos. O’Reilly e Brown (1991), afirmam que é possível identificar diversas vertentes de comportamento, que podem ser categorizadas em três classes distintas:

- a) Efeito proveniente da inversão da direção do carregamento;
- b) Resposta do solo dependente da taxa de carregamento;
- c) Efeitos dinâmicos, onde análises estáticas se tornam inaplicáveis;

O carregamento reverso não se refere à mudança do sinal de uma tensão, mas sim uma mudança no sinal da taxa de incremento de tensão, tendo como exemplo o aumento de tensão seguido por uma redução da mesma. Neste contexto, trata-se de um carregamento reverso mesmo que as tensões continuem a agir na mesma direção.

O’Reilly e Brown (1991) afirmam ainda que cada ciclo é acompanhado por uma mudança da deformação cisalhante, parte recuperável e parte não, onde a magnitude da deformação

recuperável permanece constante durante cada ciclo. Por outro lado, a deformação irreversível, ou plástica, desenvolvida durante cada ciclo sucessivo tende a reduzir com o aumento do número de ciclos. Eventualmente, o solo atinge o equilíbrio para um padrão de carregamento. Em um próximo estágio, a magnitude da deformação recuperável excede à deformação plástica e o comportamento do solo pode ser descrito como quasi-elástico ou resiliente. É estabelecido que a rigidez resiliente de solos é dependente do nível de tensões e da magnitude da tensão de cisalhamento resiliente. A Figura 1 mostra um exemplo de degradação do módulo cisalhante com o aumento da amplitude de deformação.

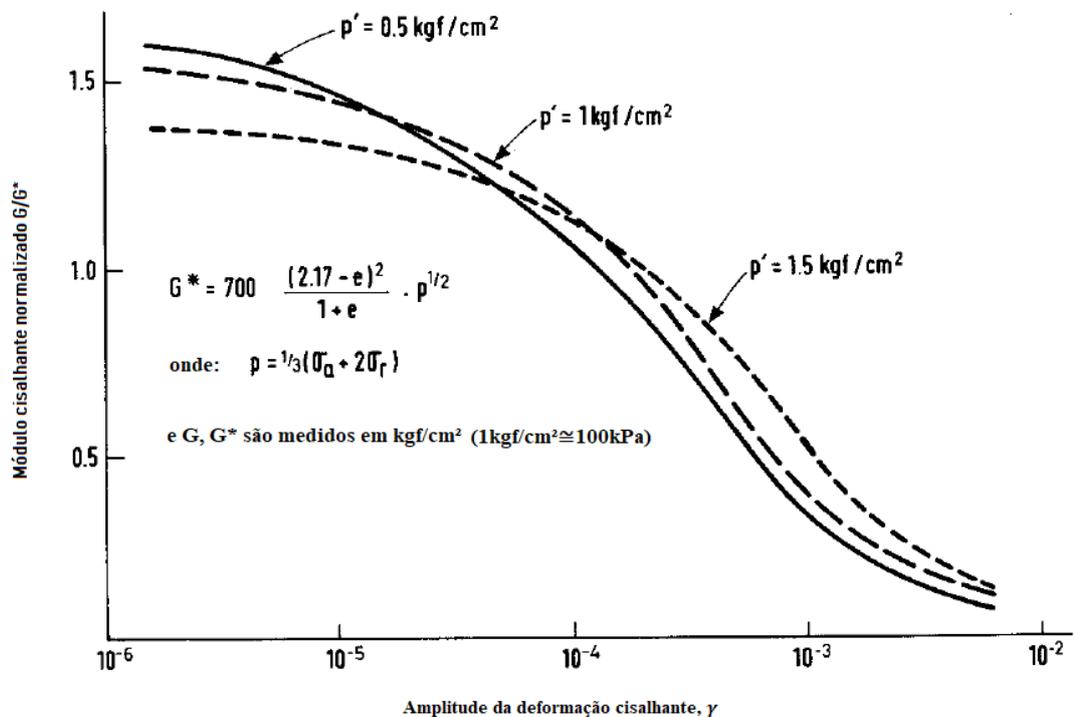


Figura 1— A influência da amplitude da deformação cisalhante, tensão normal efetiva e índice de vazios no módulo cisalhante da areia de Toyoura seca. Para amplitudes de deformação resiliente um equipamento hollow cylinder foi utilizado (adaptado de Iwasaki *et al.* 1978).

Caso o solo esteja saturado, mudanças na poropressão vão ocorrer durante “ciclos rápidos”, que ocorrem quando a taxa de ciclos é tal que mudanças na poropressão não são totalmente dissipadas. Evidências experimentais mostram que, para solos saturados submetidos à carregamento não-drenado com tensão controlada, em alguns casos, ocorrerá falha com tensões abaixo da tensão monotônica de ruptura (IWASAKI *et al.*, 1978).

O fenômeno do aumento de rigidez no ponto de “tensão reversa” e o efeito de histerese podem ser reproduzidos por um modelo simples, apresentado na Figura 2.

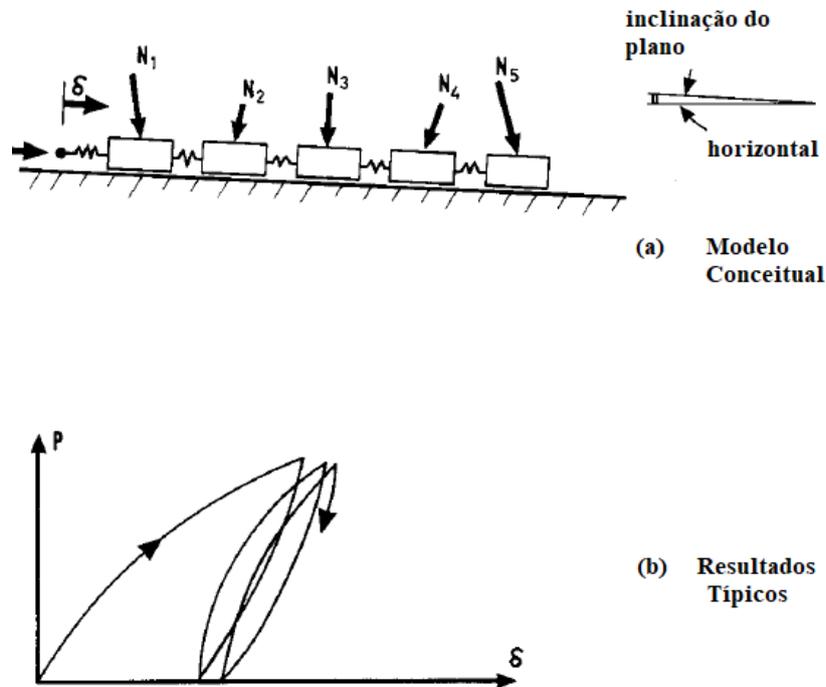


Figura 2 – Um modelo simples bloco-mola representando o comportamento de solo sob carregamentos cíclicos ilustrando a não-linearidade da tensão-deformação, a rigidez aumenta acompanhando uma reversão na tensão e com acúmulo de deformações permanentes (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991).

No modelo de O’Reilly e Brown (1991), os blocos que deslizam representam o deslizamento de partículas, e as molas representam a conformidade entre as partículas e os grupos de partículas. A mudança de geometria interna dos solos conforme os contatos internos ocorrem são representados pela variável direção, e magnitudes da força normal N . As variações são, essencialmente, aleatórias com médias que representam a geometria inerente. A inclinação em que os blocos deslizam representa a propensão de materiais granulares em reduzir sua energia potencial por densificação. O ponto-chave para o entendimento do aumento de rigidez imediatamente após o ponto de tensão reversa nas “forças aprisionadas” nos contatos interpartícula é que quanto maior a magnitude dos ciclos, maior serão as “forças aprisionadas” e, portanto, mais conformidade se terá nas respostas.

Em casos de projetos com carregamentos cíclicos, é comum considerar a resposta viscosa do solo. Outro fator com dependência do tempo, é a resposta do excesso de poropressão (O'REILLY e BROWN, 1991).

2.2.1. Projeto de estruturas para carregamentos cíclicos

A rigor, todas as estruturas sofrem carregamentos cíclicos (O'REILLY e BROWN, 1991). Isto pode ser causado por conta de pequenas flutuações de intensidades de cargas, como exemplo o carregamento de vento, ou carga viva em uma construção. Em muitos destes casos é razoável ignorar a natureza cíclica (ou não-constante) das cargas. Contudo, em outras situações, como cargas devido à maré em estruturas offshore, tráfego em pavimentos e fundações de grandes máquinas, a magnitude da componente não-constante do carregamento é grande. Nestes casos, sua importância é relevante e, portanto, sua avaliação não pode ser ignorada.

Algumas das principais situações onde carregamento cíclico é importante são estruturas offshore, estruturas em regiões sísmicas, fundações sujeitas a cargas de máquinas móveis, estradas, rodovias e situações onde ocorrem vibrações. Outras situações comuns onde o carregamento cíclico é importante, incluem carga de vento, estruturas suportando cargas de impacto, armazéns (como silos) e mudança do nível d'água.

Como mostrado na Figura 3 e na Figura 4, cargas de vento comumente causam carregamento cíclico na fundação, que pode apresentar uma amplitude excedendo 25% da carga estática - no caso de edifícios altos. O efeito cíclico pode ser particularmente importante no caso de estruturas altas e flexíveis, como chaminés, mastros ou grandes pontes que estão sujeitas a oscilações dinâmicas sob a carga do vento. Existem casos onde a oscilação da carga de vento pode ser superior ao carregamento médio do vento imposto à estrutura.

Observa-se um aumento na construção de aerogeradores, especificamente projetados para absorver a carga de vento através de elemento giratórios que transmitem cargas cíclicas de alta frequência (0,7 Hz) para a fundação (O'REILLY e BROWN, 1991).

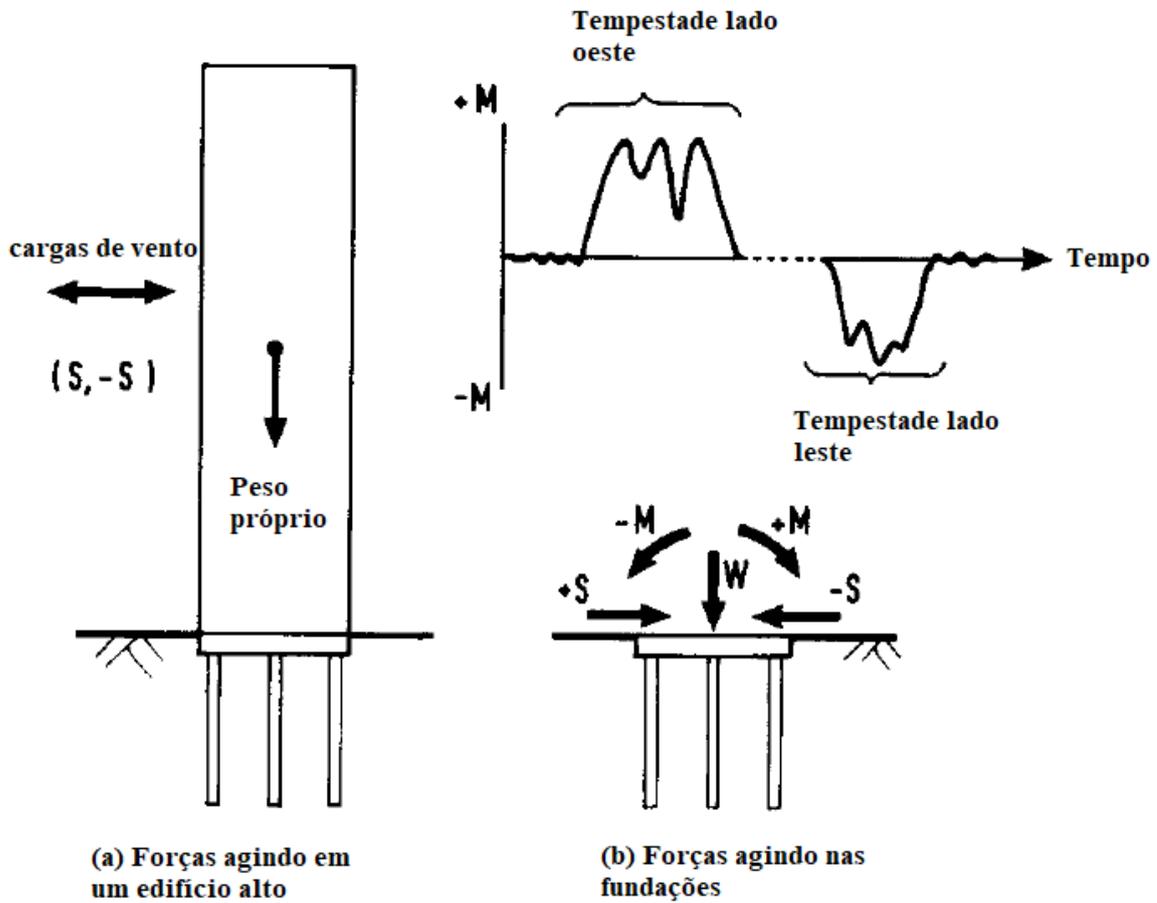


Figura 3 – Carregamento cíclico devido a carga de vento (adaptado de O'Reilly e Brown., 1991),

Estruturas que suportam maquinário itinerante como guindastes, grandes telescópios e antenas de rádio transmitem consideráveis cargas cíclicas às fundações. Viadutos podem estar classificados nesta categoria, havendo carregamento cíclico importante no caso de viadutos suportados por apenas uma linha de pilares onde o sobretráfego é excentricamente suportado, como mostrado na Figura 4.

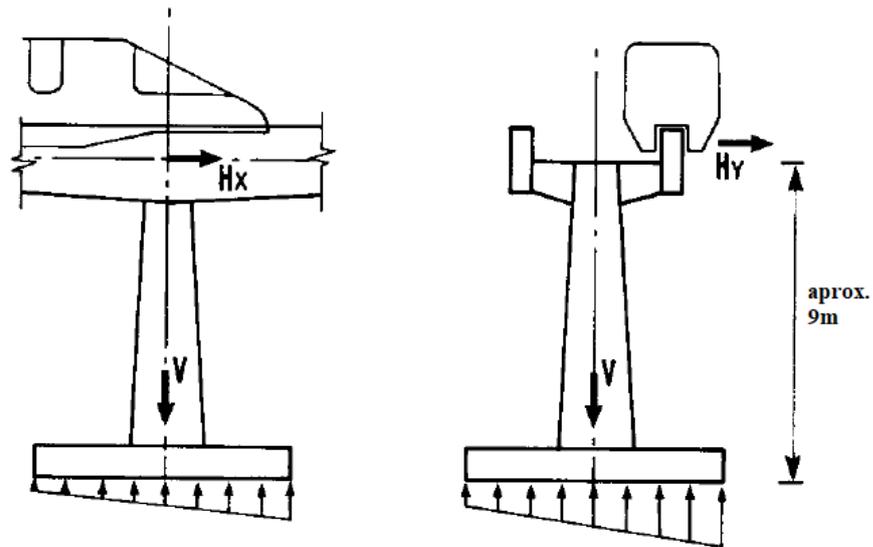


Figura 4 – Monotrilho elevado da Disney World mostrando um único pilar junto com a provável distribuição de tensões na fundação. (adaptado de O'Reilly e Brown., 1991)

Cargas de impacto também geram cargas dinâmicas. Alguns exemplos são de operações de explosão, ou impacto em molhes. Na Figura 5 é ilustrado um exemplo de fundação de molhes e na Figura 6 uma fundação de um silo.

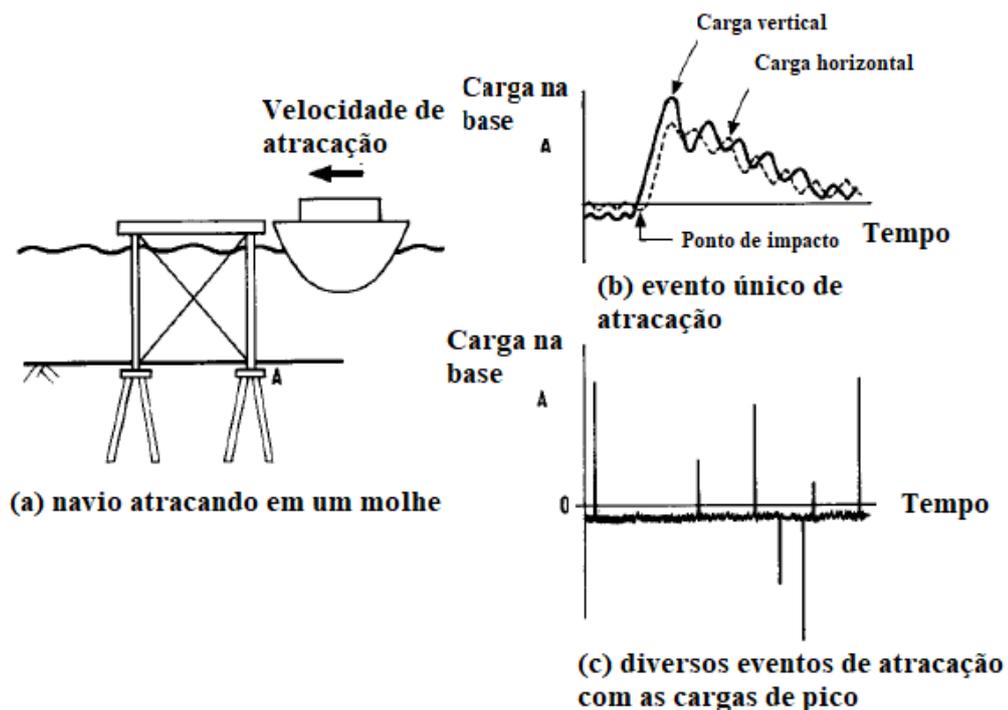


Figura 5 – Carregamento nas fundações dos molhes por navios atracados. (adaptado de O'Reilly e Brown., 1991)

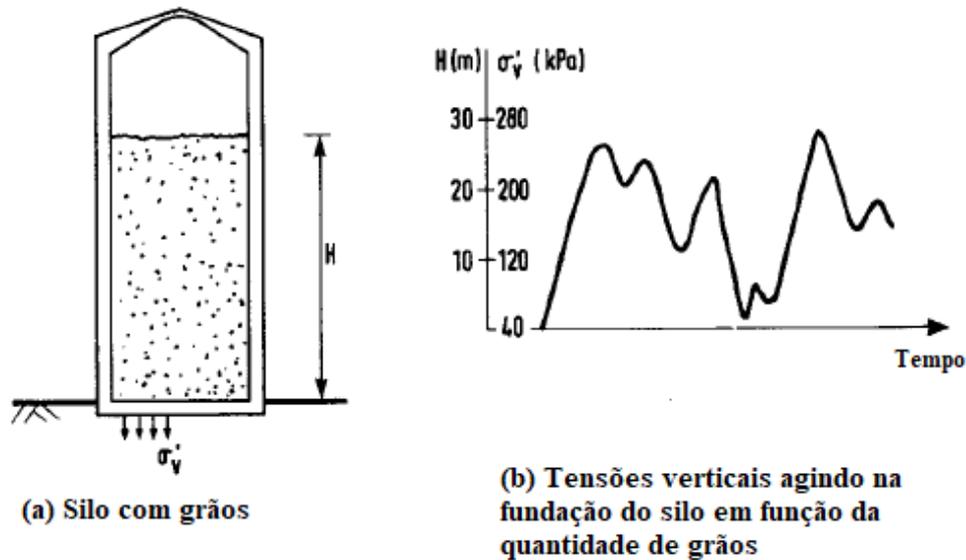


Figura 6 – Flutuações das tensões nas fundações de um silo. (adaptado de O’Reilly e Brown., 1991)

2.2.2. Ensaios laboratoriais com carregamento cíclico

Uma gama de ensaios para carregamento cíclicos está disponível, como exemplo *triaxial*, *simple shear*, *hollow cylinder* e coluna ressonante.

Um ensaio de elemento de solo é um ensaio cuja amostra é submetida, em princípio, a uma mudança uniforme no carregamento ou deformação, com o objetivo de determinar propriedades mecânicas do material. Em um ensaio de adensamento padrão não é permitida a deformação lateral, e no ensaio *simple shear* somente uma direção de cisalhamento é permitida. Essa condição de tensões/deslocamentos forçados pode, ser apropriadas em alguns casos com o objetivo de simular cargas previstas. Por exemplo, um elemento de solo logo abaixo de uma sapata circular carregada verticalmente pode ter condições similares às experienciadas em um ensaio triaxial (O’REILLY e BROWN, 1991).

Um aspecto importante das cargas impostas é a rotação das tensões principais. A rotação das tensões principais pode causar deformações cisalhantes e aumentar a taxa de deformação volumétrica compressiva (poropressão positiva) durante carregamentos cíclicos relativa às trajetórias de tensões equivalentes às sem rotação de tensões. Carregamentos cíclicos impõem uma mudança do estado de tensão que não é coaxial com o estado de tensão de uma média (de valores do cíclico) ou de um ensaio monotônico (O’REILLY e BROWN, 1991).

2.2.2.1. *Simple Shear*

Tendo em vista que este trabalho visa utilizar o equipamento *simple shear* desenvolvido por Corte (2016) para caracterizar o solo empregado, uma breve explicação sobre o ensaio é dada. No equipamento *simple shear*, o corpo de prova é usualmente consolidado sob uma condição de deformação lateral nula (k_0) e então cisalhado no plano horizontal, permitindo assim aplicar ao corpo de prova uma distorção por cisalhamento em apenas uma direção. O corpo de prova, no *simple shear*, é uniformemente deformado em cisalhamento simples com uma condição de deformação plana.

No *simple shear*, há uma deformação plana isocórica, que é uma deformação restrita à um dos planos de referência. Se a deformação é isocórica, ela é sem variação de volume. Uma deformação de cisalhamento puro é definida como isocórica, onde uma linha de elementos com uma dada orientação de referência não muda o comprimento e a orientação durante a deformação (OGDEN, 1997).

O corpo de prova é confinado por uma membrana de borracha e anéis metálicos, ou por uma câmara de pressão, e pode sofrer variações na sua espessura (altura), enquanto as variações no diâmetro, após a consolidação, não são permitidas. A deformação do corpo de prova em cisalhamento simples é, então, permitida, usualmente com este arranjo de anéis, ou com a pressão imposta à amostra. O ensaio *simple shear*, por utilizar corpos-de-prova relativamente finos, consegue atingir uma deformação de cisalhamento relativamente uniforme (DOHERTY e FAHEY, 2011).

Em contraste com o equipamento triaxial, que é baseado no controle das tensões principais, o equipamento *simple shear* controla as condições de deformação, enquanto a direção e a magnitude das tensões principais são desconhecidas. As tensões atuantes em um elemento *simple shear* são representadas na Figura 7.

O ensaio *simple shear* é conhecido e utilizado para estudo da resistência e rigidez do solo. Ele é o único ensaio laboratorial que submete uma amostra de solo às condições planas de deformação enquanto o volume da amostra é mantido constante, e, além disso, permite a rotação das tensões principais. Tais condições, muitas vezes, são representativas de estados de tensão em situações típicas de campo.

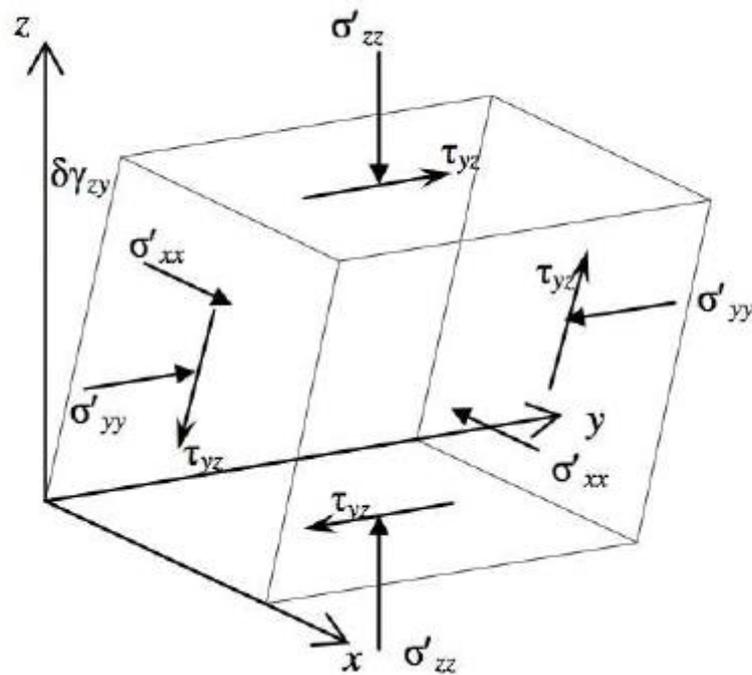


Figura 7 – Tensões atuantes em um elemento de *simple shear* idealizado. (DOHERTY e FAHEY., 2011)

Tanto com uma razão entre as tensões vertical e horizontal efetivas previamente definidas e com valor constante (K) ou sob condições isotrópicas, no equipamento *simple shear* utilizado nesta pesquisa, desenvolvido por Corte (2016), a drenagem de fluido dos poros do elemento pode ser impedida. A rigidez do fluido evita a alteração de volume por meio do impedimento da drenagem e, subsequentemente, da geração de excesso de poropressão.

Para impor condições de deformação plana a altura é fixada, o que, juntamente com as condições de volume constante impostas pelos fluidos dos poros, impede qualquer alteração na área transversal. Em resumo, o ensaio normalmente é feito não drenado, com altura constante imposta e não possui área transversal constante imposta pelo volume constante. Neste trabalho, no entanto, o ensaio será drenado pois será realizado em areia seca para se aproximar das condições dos ensaios mCPT realizados.

O equipamento aplica um carregamento vertical através de um conjunto servomotor com uma célula de carga acoplada, impedindo a variação de altura e registrando o carregamento imposto, enquanto no diâmetro da amostra há uma membrana de látex que permite a aplicação de uma pressão de confinamento.

Ao contrário do triaxial (que se baseia no controle das tensões principais), o *simple shear* controla as condições de deformação, enquanto direção e magnitude das tensões principais não são diretamente conhecidas. Durante a fase de consolidação nos outros tipos de equipamentos, por uma membrana reforçada, a tensão principal efetiva é igual a tensão vertical efetiva (σ'_v) e a tensão horizontal efetiva (σ'_h) é igual a ($K \sigma'_v$). Já nos equipamentos envoltos por uma membrana de látex, como o dessa pesquisa, a consolidação pode ser conduzida de forma isotrópica ou seguindo alguma trajetória K. O aumento da tensão de cisalhamento τ_{xy} no plano horizontal causa uma rotação da tensão principal maior e uma variação de sua magnitude.

Trabalhos experimentais sobre o comportamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos podem ser realizados em equipamentos triaxiais, todavia, o carregamento imposto ao solo não é reproduzido com precisão pelo ensaio triaxial, principalmente quando há uma rotação da direção das tensões principais que se sobrepõe à variação da grandeza das mesmas tensões, pois este tipo de equipamento pode somente trocar a direção da tensão principal maior com a direção da tensão principal menor. Já os equipamentos *simple shear*, por permitirem uma rotação contínua da direção das tensões principais, podem simular estas condições facilmente (LANZO *et al.*, 1997).

A importância de um ensaio permitir a rotação da direção das tensões principais também foi discutida por Arthur *et al.* (1980). Segundo os autores, para os solos isotrópicos, a desconsideração da rotação das direções principais não ocasiona maiores problemas; entretanto, para os solos anisotrópicos (maioria dos solos naturais), a desconsideração pode ser desastrosa. Os resultados de ensaio que não permitem esta rotação devem então ser utilizados com cuidado, especialmente na simulação de comportamentos cíclicos.

A Figura 8 apresenta um esquema de rotação das tensões principais durante a análise de um talude. O ângulo desta rotação das tensões, neste exemplo, varia de 0 a 90 graus. As condições impostas ao solo nos ângulos apresentados de 0 e 90 graus podem ser analisadas através de ensaios triaxiais de compressão e extensão lateral, respectivamente. Todavia a rotação das tensões em ângulos diferentes dos retos não pode ser obtida em ensaios triaxiais.

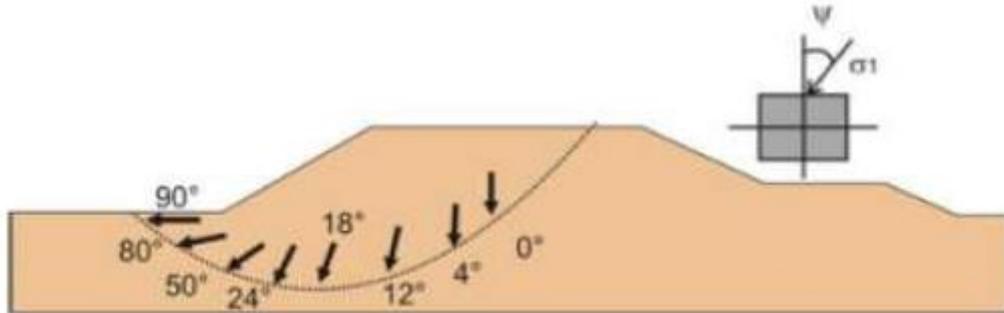


Figura 8 – Rotação das tensões principais na análise de um talude (LEROUEIL e HIGHT, 2003)

Na Figura 9(b) é mostrado um esquema de uma estaca sendo submetida a um carregamento vertical. Tem-se, como resposta ao carregamento aplicado, o estado de tensões imposto ao solo adjacente à estaca. Observando-se a figura, percebe-se que o estado de tensões visualizado é muito semelhante ao estado visualizado quando há um carregamento em um ensaio *simple shear*, Figura 9(a).

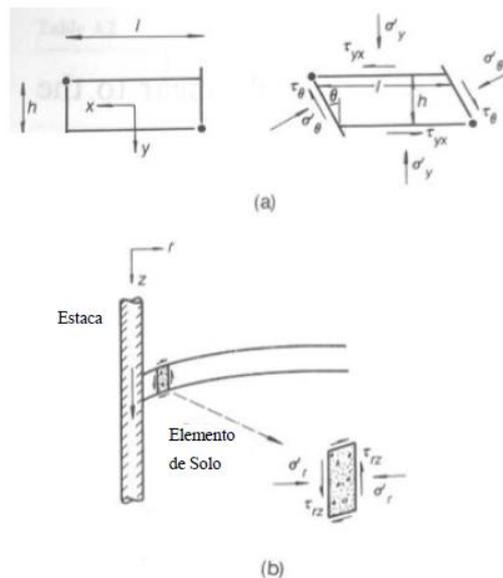


Figura 9 – Estado de tensões do solo adjacente a uma estaca submetida a um carregamento vertical (adaptado de RANDOLPH e WROTH, 1981)

A interpretação dos resultados no *simple shear* da UWA, semelhante ao desenvolvido por Corte (2016), devido à sua instrumentação, fornece diretamente os valores de τ , γ , σ'_v e σ'_h . Como são medidas as poropressões, todas as tensões podem ser representadas em termos efetivos.

No ensaio, coloca-se a amostra cilíndrica em uma membrana de látex não reforçada e aplica-se as tensões confinante e uma tensão de cisalhamento aos planos superior e inferior da amostra. Internamente à câmara de pressão, são medidos os deslocamentos horizontais e verticais junto à amostra e os carregamentos aos quais o CP é submetido.

Na interpretação dos resultados, a tensão cisalhante, τ , é calculada como a tensão de cisalhamento na direção horizontal, enquanto a deformação gerada pelo cisalhamento, γ , é a relação entre o deslocamento horizontal da amostra e a sua altura.

Para se traçar os resultados no plano p' - q , a partir de resultados de ensaios *simple shear*, determina-se primeiramente as tensões principais do ensaio, que são dependentes das tensões efetivas vertical e horizontal, σ'_v e σ'_h .

$$\sigma'_v = PC + q - PP, \sigma'_h = PC - PP \quad (\text{equação 1})$$

Sendo:

PC = pressão confinante;

PP = poropressão;

q = tensão desviatória.

As tensões principais efetivas, σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 , podem ser obtidas através da equação 2.

$$\sigma'_{1,3} = \frac{(\sigma'_v + \sigma'_h)}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{(\sigma'_v - \sigma'_h)}{2}\right)^2 + \tau^2}, \quad \sigma'_2 = \sigma'_h \quad (\text{equação 2})$$

Sendo:

σ'_v e σ'_h = tensões efetivas vertical e horizontal;

PP = poropressão;

q = tensão desviatória.

Por fim, na equação 3 são expressos q e p '.

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3, \quad p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (\text{equação 3})$$

Segundo Atkinson *et al.* (1991), para comparar a resistência ao cisalhamento dos solos obtida por diferentes ensaios, é necessário assegurar que esses ensaios tenham estados de ruptura idênticos e é preciso definir cuidadosamente a resistência ao cisalhamento de referência. Segundo os autores, a condição mais propícia seria a resistência ao cisalhamento de estado crítico, pois a condição de pico não pode ser definida sem ambiguidade (pode ser alcançada tanto pelo pico da tensão de cisalhamento quanto pelo pico da razão de tensões, dependendo da deformação volumétrica e da poropressão). É preciso definir cuidadosamente o estado crítico. No estado crítico o cisalhamento do solo continua ocorrendo numa velocidade de deformação constante, enquanto as tensões e o volume permanecem constantes. Os autores compararam resultados obtidos no ensaio *simple shear* realizado no equipamento NGI com os dos obtidos nos ensaios triaxiais e concluíram que a envoltória de estado crítico no ensaio *simple shear* apresenta um intercepto coesivo (que não aparece nos ensaios triaxiais) e um ângulo de atrito interno menor do que o encontrado na envoltória de resistência ao cisalhamento resultado dos ensaios triaxiais. Entretanto, como pode ser visto na Figura 10, a tendência no ensaio *simple shear* é obter-se uma envoltória de resistência ao cisalhamento curva, com intercepto tendendo a zero.

Os resultados dos ensaios *simple shear* não são facilmente relacionados com os resultados de ensaios realizados com outros equipamentos. Todavia, os resultados são diretamente relevantes para muitas situações práticas, podendo ser citada a resistência ao cisalhamento de argilas, mobilizada ao longo de zonas de rupturas finas, e a resistência ao cisalhamento estimada a partir de retro-análises de aterros e rupturas de taludes, que apresentam uma boa concordância com as resistências ao cisalhamento medidas em ensaio *simple shear*, sendo assim este ensaio diretamente relevante para tais aplicações.

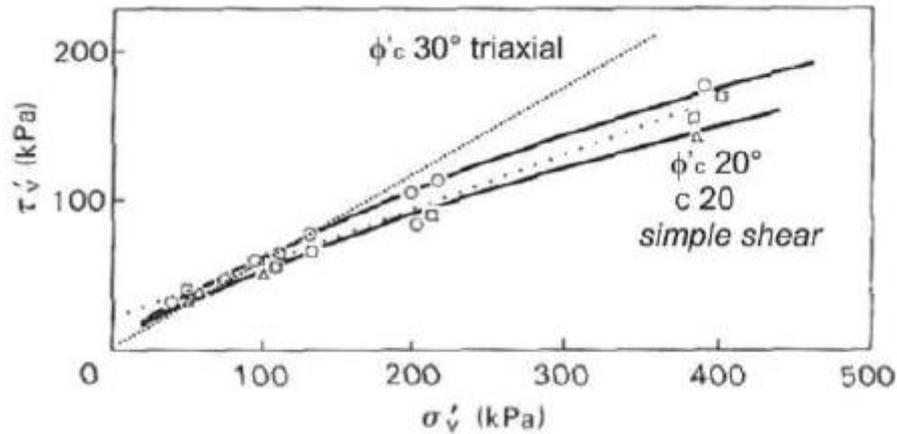


Figura 10 – Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento no estado crítico determinada com ensaios *simple shear* (ATIKSON *et al.*, 1991)

Por fim, analisando todas as comparações encontradas na literatura entre os ensaios triaxiais e os ensaios *simple shear*, pôde-se perceber que os valores de resistência encontrados no *simple shear* tendem a apresentar valores menores aos encontrados em triaxiais.

2.3. ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE

Normalmente é conveniente dividir o projeto de uma edificação em projeto da estrutura (superestrutura) e projeto das fundações, além dos projetos complementares. A superestrutura absorve os carregamentos a ela impostos e os transmite juntamente ao peso próprio aos pilares e às fundações, requeridas para suportar e transmitir estas cargas ao solo dentro dos estados limites de serviço. Na realidade, para estruturas complexas, a carga nas fundações determina seu movimento, mas este movimento afeta as cargas impostas pela estrutura; há uma, inevitável, interação entre a estrutura e as fundações (POULOS e DAVIS, 1980).

Se uma abordagem estrutural estiver correta, deve-se saber muito mais sobre uma estaca do que simplesmente a sua carga suportada. Deve-se saber o comportamento carga-recalque até a ruptura, possivelmente seu carregamento lateral e momentos, e como ela é afetada por estacas adjacentes, da mesma forma que, analogamente, precisa-se das características completas de carga-deformação de vigas e pilares, não somente sua carga máxima, antes de analisar complementemente a estrutura.

No presente estado de conhecimento, geralmente só é possível considerar a ruptura de algo que ocorre principalmente na interface de deslizamento da estaca e do solo, ignorando detalhes de ruptura do próprio solo, ainda que, para a ponta da estaca, teorias de capacidade de suporte comuns possam ser aplicadas. Portanto, para rupturas verticais, a tensão de cisalhamento na interface fuste-solo atinge valores limites (possivelmente variando com a profundidade e tipo de solo) e, para carregamentos horizontais, a ruptura causada por carregamento lateral ou por momentos, a tensão normal na interface atinge um valor limite (variando também com a profundidade) (POULOS e DAVIS, 1980).

Ainda que solos e rochas não sejam materiais ideais que trabalhem em regime perfeitamente elástico – pelo contrário, a tensão e deformação não são linearmente relacionadas e as deformações não são completamente recuperáveis com a redução da tensão – em geral, esta simplificação pode ser suficientemente satisfatória e é largamente utilizada. Qualquer suposição mais elaborada que um material elástico-linear no lugar do solo, pode levar a teorias inconvenientemente trabalhosas, sem tanta utilidade. Assim, o uso da teoria da elasticidade é conveniente e deve ser suficientemente acurada para propósitos de engenharia, contando que constantes elásticas sejam aplicadas e apropriadas para cada problema particular. Isto é, tais parâmetros devem vir de ensaios de campo em estacas em situações similares, ou através de determinados ensaios de laboratório empregando mudanças de tensões similar à média da mudança num caso particular (POULOS e DAVIS, 1974).

Uma apropriada idealização da condição da subsuperfície envolve, frequentemente, considerações de uma ou mais camadas de materiais com propriedades distintas. Estacas em argilas moles são muitas vezes cravadas até estratos mais rígidos de areia, que podem eventualmente sobrepor uma outra camada de argila antes de encontrar a rocha-mãe. Tanto teorias de ruptura e quanto de deformação devem ser, portanto, capazes de lidar com tais mudanças nas propriedades de camada para camada. A modificação da teoria de ruptura para esse entendimento apresenta pequenas dificuldades, mas a modificação da teoria da deformação pode requerer um número de hipóteses simplificadas.

Teorias utilizadas na engenharia somente podem representar o comportamento de uma situação ideal, deve-se começar com hipóteses a respeito das propriedades dos materiais e suas disposições. Em situações complexas, como o comportamento de estacas, a teoria aplicada na engenharia pode nem sempre ser extremamente rigorosa, já que aproximações têm de ser feitas

para obtenção de respostas numéricas, até mesmo para situações ideais. Portanto, há uma apreciação a se fazer sobre se a extensão para cada situação particular de cada resposta numérica é acurada suficientemente para representar o problema ideal (POULOS e DAVIS, 1980).

Este julgamento é amplamente o trabalho do engenheiro pesquisador. Do mesmo modo, há julgamento a ser feito no lado prático, da acurácia com que a situação idealizada representa a situação real. Este julgamento é trabalho do engenheiro que trabalha na prática da Engenharia. É importante que a diferença entre os julgamentos seja reconhecida e que eles nunca sejam somente um. Por exemplo, o fato de que o comportamento previsto não é verificado por uma observação subsequente pode significar tanto que a previsão estava baseada em teorias não-acuradas, ou que foi baseada em uma idealização não-realista, ou até mesmo ambos.

Existem duas abordagens para o cálculo da capacidade de carga de estacas: a abordagem “estática”, que utiliza métodos normais de mecânica dos solos para calcular a capacidade de carga através de propriedades dos solos, e a abordagem “dinâmica”, que estima a capacidade de carga de estacas cravadas através de análises de dados de cravação de estaca.

A capacidade de carga máxima, P_u , de uma única estaca é geralmente aceita como igual à soma da capacidade do fuste e da resistência da ponta, descontando o peso da estaca, dado por:

$$P_u = P_{lu} + P_{bu} - P_p \quad (\text{equação 4})$$

Sendo:

P_{lu} = resistência ao atrito lateral última;

P_{bu} = resistência de ponta última;

P_p = peso próprio.

P_{lu} pode ser estimado através da integração da resistência de cisalhamento do sistema solo-estaca, τ_a , sob a área da superfície do fuste, sendo dado por:

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan(\phi_a) \quad (\text{equação 5})$$

Sendo:

τ_a = resistência ao cisalhamento da interface solo-estaca;

c_a = adesão;

σ_n = tensão normal entre solo e estaca;

ϕ_a = ângulo de atrito solo-estaca.

Métodos convencionais de cálculo de capacidade de carga de estacas em areia assumem que as tensões verticais são tensões verticais efetivas causadas pela sobrecarga. Contudo, pesquisas revelaram que o fuste e a resistência de ponta de uma estaca não necessariamente aumentam com a profundidade, mas adquirem um valor quase constante depois de uma certa profundidade, como é mostrado na Figura 11.

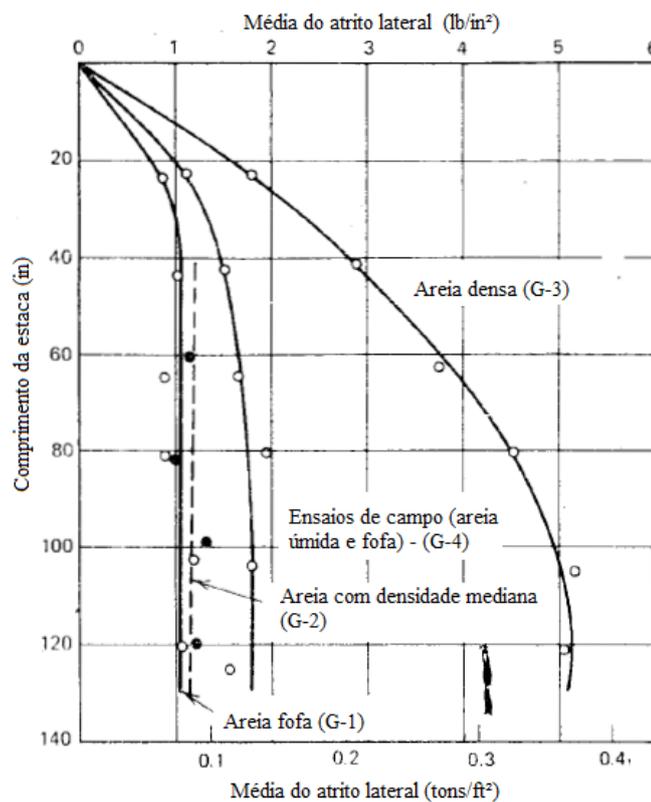


Figura 11 – Variação do atrito lateral com o comprimento da estaca (adaptado de VESIC, 1967 apud POULOS e DAVIS, 1980)

A razão da resistência limite de ponta e lateral, f_b/f_s , de uma estaca em uma profundidade em uma massa homogênea de solo parece ser independente do tamanho, sendo função da densidade relativa da areia e do método de instalação das estacas. Relações entre f_b/f_s e ângulo de atrito interno (ϕ'), obtidas por Vesic (1967), são mostradas na Figura 12.

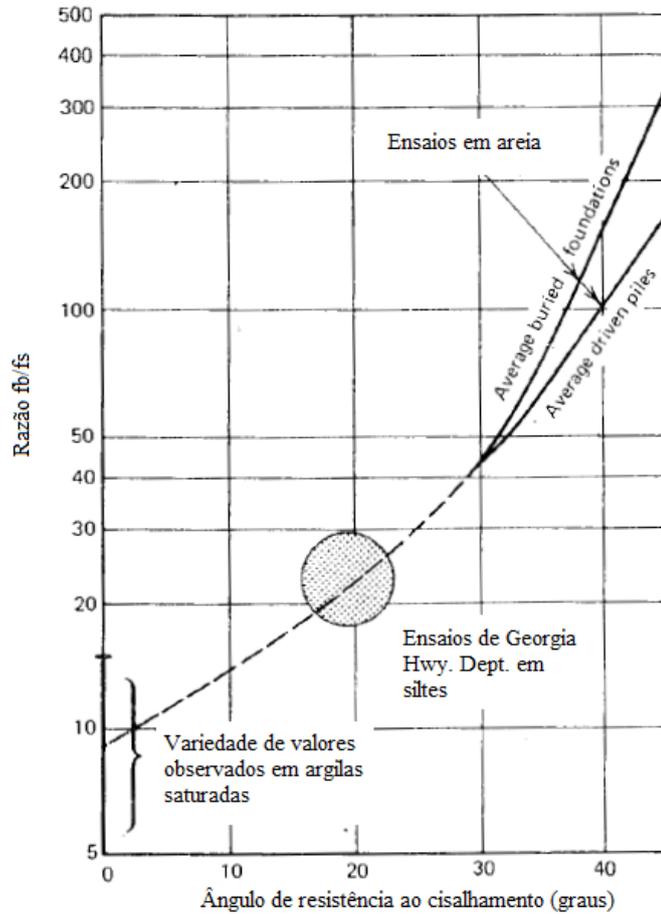


Figura 12 – Variação do de f_b/f_s com ϕ . (adaptado de VESIC, 1967 *apud* POULOS e DAVIS, 1980)

A pesquisa citada acima indica que a tensão vertical efetiva adjacente à estaca não é necessariamente igual à sobrecarga, mas atinge o valor limite em uma certa profundidade.

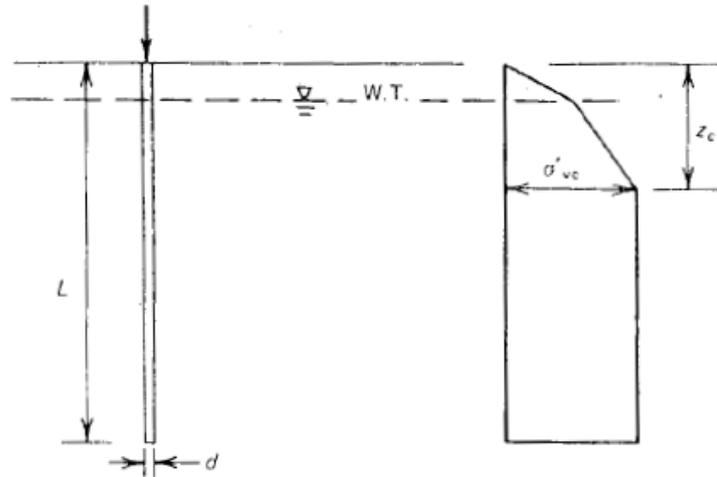


Figura 13 – Distribuição simplificada da tensão vertical adjacente à estaca em areia. (POULOS e DAVIS, 1980)

A Tabela 1 mostra um sumário de aplicabilidade do CPT para aplicações diretas em projetos. As classificações mostradas na tabela foram definidas baseadas na experiência atual e representam uma estimativa qualitativa do nível de confiança avaliado para cada tipo de projeto e tipo de solo. Detalhes das condições do solo e requerimentos de projeto podem influenciar essa avaliação. Na tabela, a taxa de confiabilidade segue a seguinte ordem: 1= Alta, 2= Alta à moderada, 3 = Moderada, 4 = Modera à baixa, 5 = baixa.

Tipo de solo	Projeto de estaca	Capacidade de suporte	Recalques	Controle de compactação	Liquefação
Areia	1-2	1-2	2-3	1-2	1-2
Argila	1-2	1-2	2-3	3-4	1-2
Solos intermediários	1-2	2-3	2-4	2-3	1-2

Tabela 1– Aplicabilidade do CPT/CPTu para vários casos (ROBERTSON e CABAL, 2016)

2.4. ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE – CARREGAMENTO CÍCLICO

Este item abordará a importância do carregamento axial cíclico de estacas e sua relação com uma boa investigação laboratorial.

O carregamento cíclico é um importante aspecto de projetos de obras offshore pelo fato de que o carregamento variável durante condições de tempestades extremas geralmente se sobressai quando comparado com a carga permanente. Na maioria dos casos o foco para avaliar o efeito do carregamento cíclico é quantificando a redução na resistência ao cisalhamento (e, portanto, a capacidade de carga da fundação), apesar da avaliação de deformações cumulativas sob carregamento cíclico poder ser crítica para alguns projetos. As taxas de deformações associadas aos carregamentos cíclicos são muito maiores do que as usadas para ensaios monotônicos, sendo evidente nas figuras seguintes. O aumento na resistência devido à maior taxa de deformação, em parte, compensa o dano causado pelo cisalhamento cíclico. Na maior parte de projetos de obras offshore, ao invés de implementar modelos sofisticados para o solo, que simulem os efeitos do carregamento cíclico em uma análise numérica (em elemento finitos, por exemplo), a resistência do solo é ajustada globalmente ao aplicar um fator de redução baseado na severidade dos carregamentos cíclicos (RANDOLPH, 2012b).

A redução da capacidade de carga e da rigidez do sistema solo-estaca podem ocorrer. Esta redução é atribuída a um contínuo rearranjo das partículas (e possivelmente a quebra de alguns grãos) e a deformação pode continuar aumentando com o aumento de ciclos sem chegar a um valor constante. Dois mecanismos podem contribuir para a ruptura de estacas sob carregamentos cíclicos: degradação cíclica do atrito lateral e da resistência de ponta (que predomina em carregamentos bidirecionais); acumulação do deslocamento permanente com o aumento de ciclos (carregamentos unidirecionais) (POULOS, 1989).

Muitas idealizações devem ser feitas para alcançar este objetivo, uma delas é a representação de um carregamento gerado em uma tempestade, variando a magnitude e o período da carga cíclica, por uma tensão de cisalhamento harmônica e uniforme (Figura 14). Dependendo do modo de ruptura associado com a fundação, diferentes trajetórias de tensão podem ser seguidas em diferentes mecanismos de ruptura.

Presumivelmente, isto pode ser abordado por condições apropriadas de ensaios de laboratório (compressão triaxial, *simple shear*, extensão triaxial) para avaliar o dano devido ao carregamento cíclico através diferentes mecanismos (Figura 15), ajustando-se então as resistências do solo em uma análise numérica de uma fundação. Na prática, a anisotropia, tanto em respostas monotônicas quanto cíclicas, é geralmente idealizada focando na resposta do elemento obtida em ensaios *simple shear*, o que geralmente é representativo da resposta média.

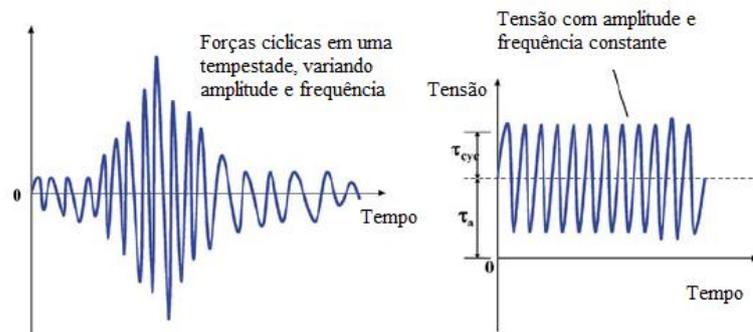


Figura 14 – Contrastes entre resultados de ensaios de laboratório e dados de campo. (RANDOLPH, 2012b)

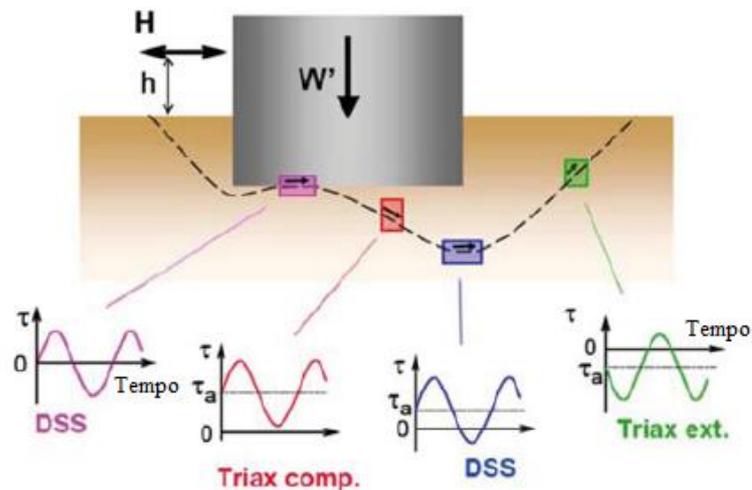


Figura 15 – Diferentes ensaios e aplicações, onde H é a força horizontal, h o ponto de aplicação, W' é o peso próprio da estrutura, e τ representa a tensão cisalhante induzida. (RANDOLPH, 2012b)

Fundações utilizadas para as plataformas de petróleo, as quais são vistas como potenciais fundações do tipo tripé para aerogeradores *offshore* em águas profundas moderadas, são sujeitas a altas cargas cíclicas verticais por conta do grande braço de alavanca onde a carga horizontal é aplicada (Figura 16). Isto pode ser resultado de uma tendência de carregamento cíclico bidirecional das fundações de encaixes, onde a carga extrema é negativa (*uplift*). Ensaios em modelo reduzido indicaram que a tensão reversa gera significativo excesso de poropressão e perda de resistência, entretanto, a carga média ainda é positiva e, como efeito final, é mais provável o acontecimento de recalques cumulativos do que acontecer o levantamento (RANDOLPH, 2012b).

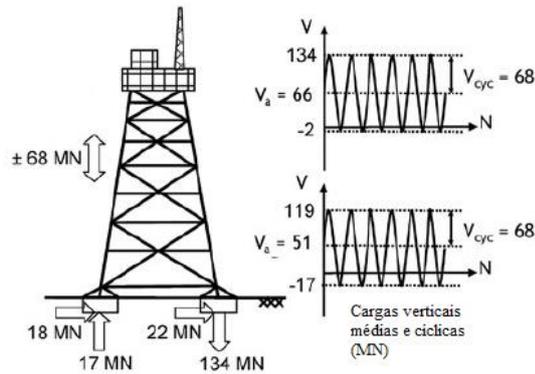


Figura 16 – Exemplo de regime de cargas, onde V é a carga vertical, V_a o valor médio de V , V_{cyc} a amplitude cíclica, e N o número de ciclos. (RANDOLPH, 2012b)

O solo que suporta uma fundação vai ser capaz de redistribuir as tensões para regiões onde as deformações ciclicamente induzidas estão sendo somadas. Isto dá justificativas para simplificar os seis graus de liberdade em uma tensão cíclica unidimensional aplicada ao solo. A natureza do regime de tensões cíclicas pode ser classificada de quatro maneiras distintas, indo desde tensões de cisalhamento bidirecionais simétricas (que são raras, mas são as mais comuns em programas laboratoriais) até tensões bidirecionais assimétricas, unidirecional e com tendência unidirecional (Figura 18). A última categoria, onde as tensões de cisalhamento não são reversas em sinal, é o tipo de carregamento cíclico com menos dano, geralmente levando ao leve acúmulo de deformações, mas com limitado desenvolvimento de excesso de propressão (RANDOLPH, 2012b).

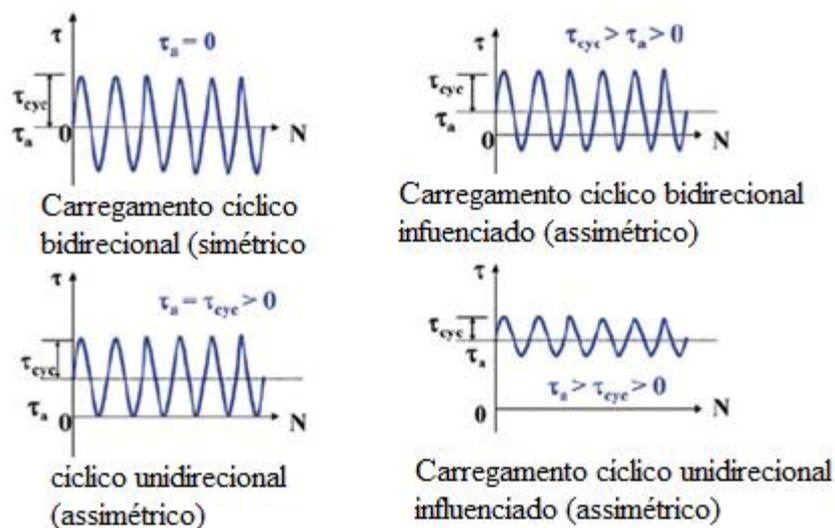


Figura 17 – Classificação dos regimes de cargas cíclicas. (RANDOLPH, 2012b)

Da Figura 18 até a Figura 20 são exibidos exemplos de um ensaio monotônico e dois ensaios cíclicos em diferentes níveis de tensão, feitos em condição não-drenada em uma areia siltosa do leito marítimo. Os ensaios monotônicos mostram que grandes resistências não-drenadas podem ser mobilizadas devido à geração de poropressão negativa devido à dilatação impedida. O ponto de transformação de fase é crítico, e representa uma melhor medida da resistência monotônica ao cisalhamento contra normalizar o comportamento cíclico, do que qualquer tensão de cisalhamento “máxima” mobilizada em níveis de deformações particulares. A mudança ocorre em níveis de tensão de cisalhamento na faixa de 20 kPa ($\tau/\sigma'_{vc} = 0,27$, onde σ'_{vc} é a tensão vertical efetiva de consolidação) (Figura 19), e cisalhamento cíclico bi-direcional a níveis de tensões de ± 15 kPa ($\tau_{cíclico}/\sigma'_{vc}=0,2$) leva à ruptura em cerca de 25 ciclos (Figura 20).

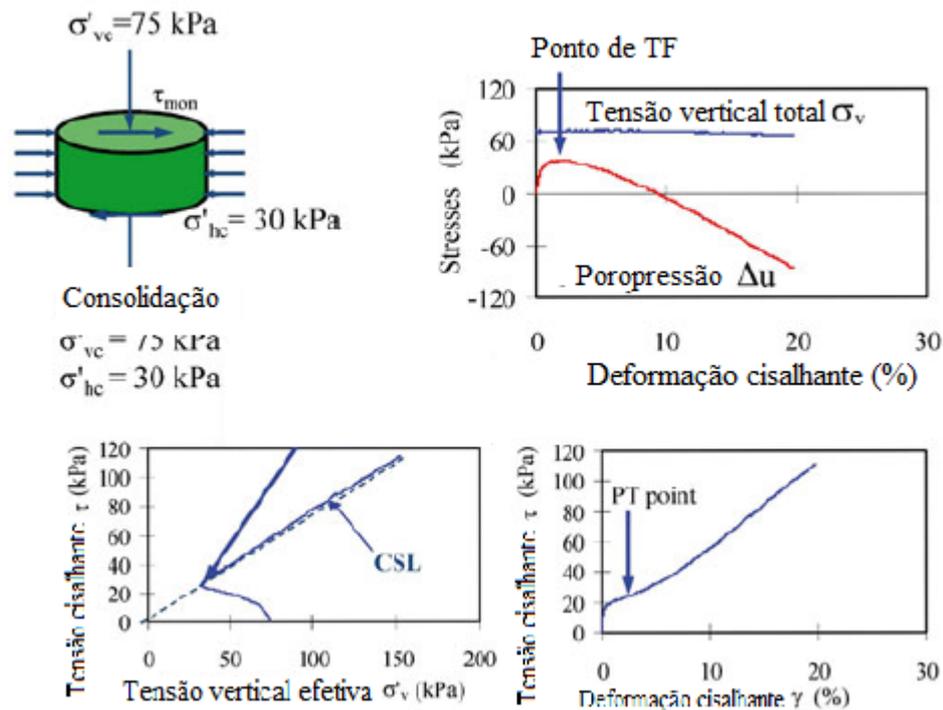


Figura 18 – Ensaio *simple shear* monotônico em silte. (adaptado de RANDOLPH, 2012b)

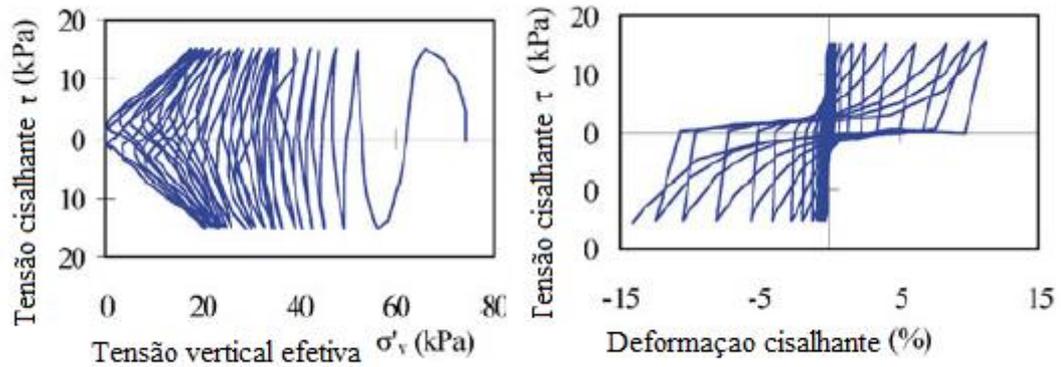


Figura 19 – Ensaio *simple shear* cíclico em silte com $\tau_{ciclico}/\sigma'_{vc}=0,2$ (adaptado de RANDOLPH, 2012b)

Ocorre liquefação durante a metade de cada ciclo, à medida que a ruptura vai se aproximando, acompanhado por um rápido incremento na deformação cisalhante cíclica. Em menores níveis de tensão de cisalhamento cíclico ($\tau_{ciclico}/\sigma'_{vc} = 0,15$), comportamento similar ocorre eventualmente, mas somente em mais de 500 ciclos (Figura 21).

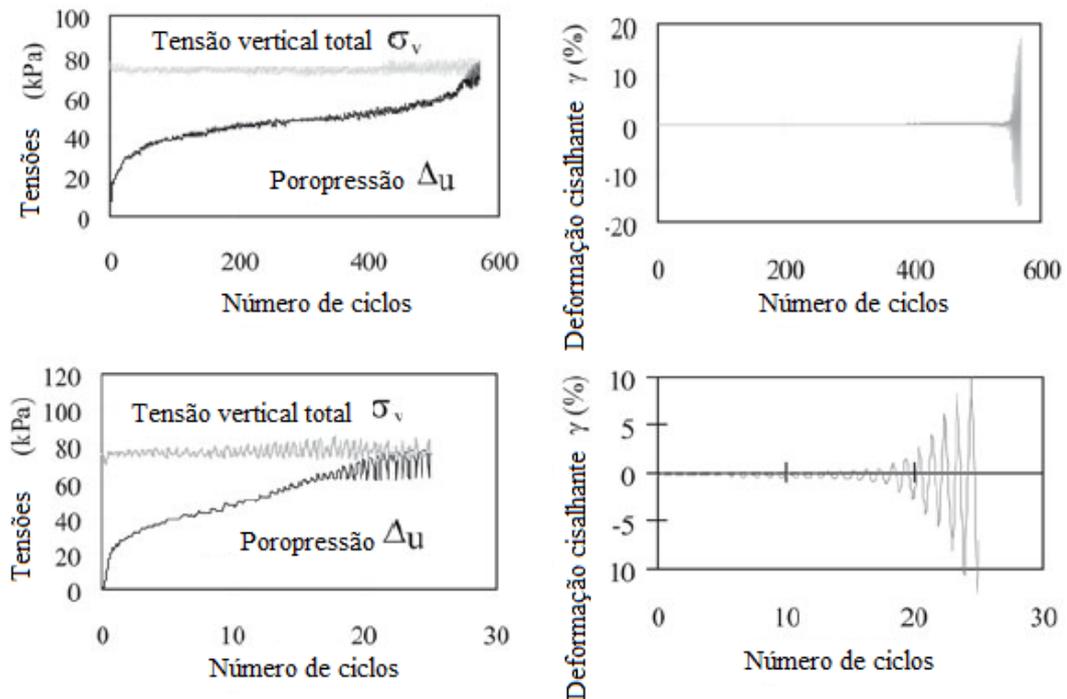


Figura 20 – Comparação entre dois ensaios cíclicos $\tau_{cic}/\sigma'_{vc}=0,15$ e $0,2$ (adaptado de RANDOLPH, 2012b)

O ponto exato da liquefação não pode ser identificado explicitamente, mesmo que o excesso de poropressão alcance a tensão vertical durante a metade dos ciclos posteriores, a dilatância impedida ocorre conforme a amostra é cisalhada sob aumento de tensão cisalhante. Do ponto de vista de projeto, uma medida mais crítica é a do nível de deformação cisalhante.

Uma série de ensaios cíclicos em diversos níveis de tensão de cisalhamento permitem a construção de uma curva contendo a deformação (acumulada) com um contorno contendo o excesso de poropressão em função do número de ciclos. A maneira na qual cada diagrama é construído é ilustrado na Figura 21, na qual a informação extraída de 1 ensaio monotônico e 4 cíclicos. Os níveis de tensões cíclicas são normalizados pela tensão de cisalhamento medida no ensaio monotônico (possivelmente em um nível de deformação de cisalhamento, ao invés do pico). Então, em cada ensaio o número de ciclos requerido para desenvolver um nível particular de deformações é plotado e, finalmente, contornos para cada deformação cisalhante acumulada são desenhados através dos dados.

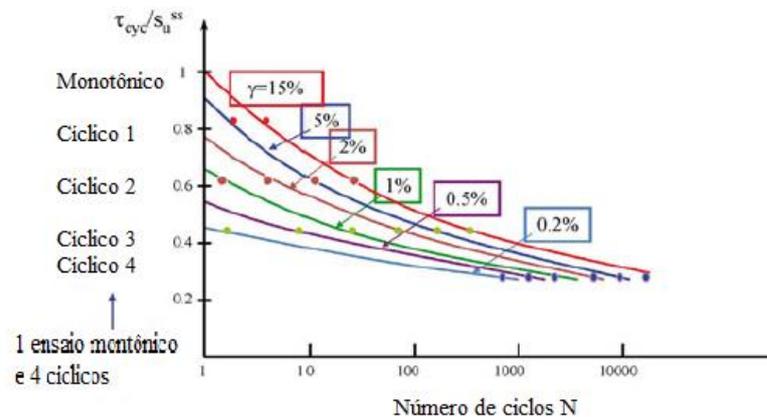


Figura 21 – Diagramas da deformação cisalhante de ensaios cíclicos (adaptado de RANDOLPH, 2012b)

Ensaio cíclicos em frequências de 0,05 até 0,1 Hz representam frequências típicas de carregamentos gerados por ondas em ambientes offshore. Por conta das velocidades de deformações elevadas durante um ensaio cíclico (potencialmente excedente 1%/s) comparado com o ensaio monotônico (tipicamente 5%/hora, no *simple shear*), é possível que a razão da tensão de cisalhamento cíclica, $\tau_{cíclico}/S_u$, exceda o valor unitário, como ilustrado na Figura 22.

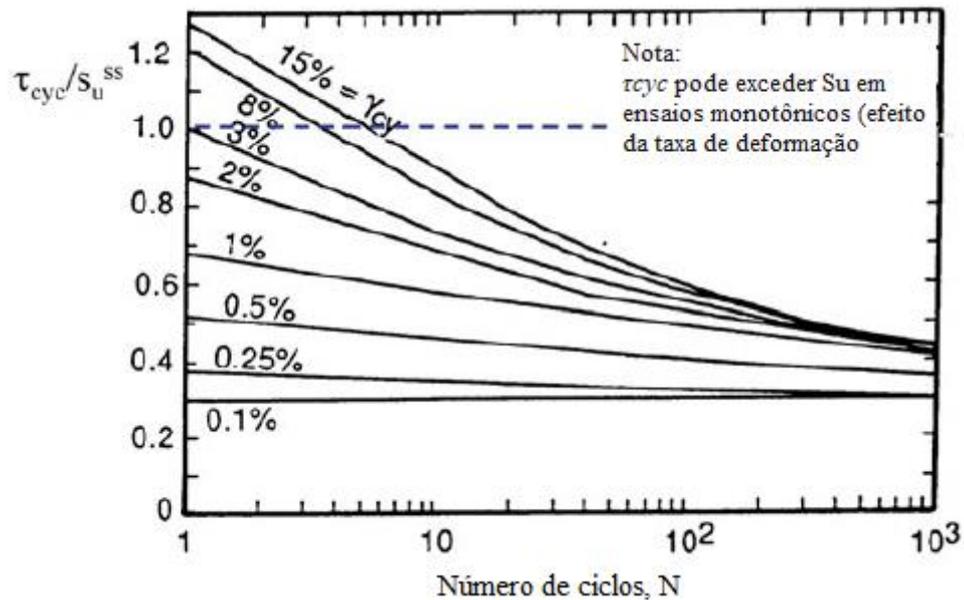


Figura 22 – Exemplo de dados de *simple shear* cíclico na argila de Drammen, mostrando efeito de maiores taxas de deformações em ensaios cíclicos (adaptado de ANDERSEN, 1991)

O procedimento para o desenvolvimento do excesso de poropressão é mostrado na Figura 23, desta vez com o nível de tensão cíclica de cisalhamento expresso como $\tau_{cíclico}/\sigma'_{vc}$. A liquefação corresponde à taxa da razão de excesso de poropressão $\Delta u/\sigma'_{vc} \sim 1$.

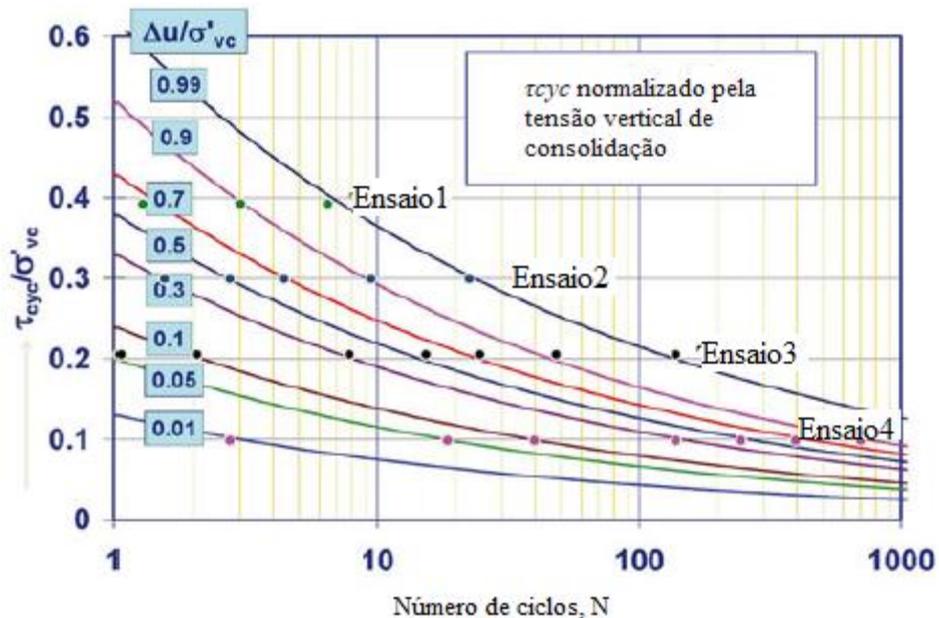


Figura 23 – Diagramas de excesso de poropressão em ensaios cíclicos (adaptado de RANDOLPH, 2012b)

Uma carga típica de tempestade para projeto vai abranger uma série de ondas (e portanto cargas) com magnitude aumentada, mas com número reduzido, com a carga de pico ocorrendo somente uma vez. Ao invés de modelar a completa sequência de cargas, projetos de obras offshore geralmente fazem uso de um número equivalente de ciclos (da carga de pico do projeto) para representar o dano acumulado que ocorre em uma série completa. Tanto os diagramas da deformação cisalhante ou de excesso de poropressão podem ser base para estabelecer o número de ciclos. A ruptura relacionada com o carregamento cíclico pode ser definida através de um nível máximo de deformação cisalhante. Um grande programa de ensaios laboratoriais é requerido para desenvolver um entendimento completo da resposta cíclica de um solo, e poucos projetos têm a capacidade financeira de conseguir custear este grande programa de ensaios (RANDOLPH, 2012a).

Estimar a capacidade do fuste de uma estaca cravada em areias é uma área de incertezas, por conta do processo complexo envolvido e na sensibilidade da tensão normal efetiva agindo no fuste da estaca para pouca variação de volume em areias. O ponto inicial para calcular o atrito do fuste τ_s em estaca em solos não-coesivos é através da expressão:

$$\tau_s = \sigma'_n \tan(\delta) = K \sigma'_{v0} \tan(\delta) = \beta \sigma'_{v0} \quad (\text{equação 6})$$

onde σ'_n é a tensão normal efetiva agindo ao redor da estaca após a instalação, K é a razão de tensão, σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva *in situ* e δ é o ângulo de atrito na interface solo-estaca. Este ângulo pode ser medido em ensaios de cisalhamento de interfaces para o material particular da estaca. Kishida e Uesugi (1987) mostraram que o ângulo de atrito da interface pode ser relacionado com o ângulo de atrito do solo em termos de um coeficiente de rugosidade normalizado, definido como a rugosidade da superfície de uma estaca normalizada pelo valor de d_{50} . Para superfícies típicas de estacas (aço ou concreto), o coeficiente de rugosidade normalizado pode exceder 0,05 e o coeficiente de atrito na interface deve estar na faixa de 0,75 a 1 vez o ângulo de atrito do solo. Uma hipótese alternativa, onde não estão disponíveis dados da interface de cisalhamento, é assumir que o ângulo de atrito da interface δ pode ser aproximado pelo ϕ_{cv} , o ângulo de atrito do estado crítico. Em alguns casos, dependendo do nível de tensões, isto pode ser justificado por não se esperar dilatação entre a areia e a parede da estaca (RANDOLPH, 2012a).

Para Andersen (2009) a resposta para carregamento cíclico simétrico nos ensaios *simple shear* e triaxiais são diferentes. No *simple shear*, a deformação cisalhante desenvolve-se simetricamente, além do primeiro quarto de ciclos. No ensaio triaxial a deformação cisalhante não é simétrica com uma deformação cisalhante permanente de magnitude similar à deformação cisalhante cíclica.

2.5. DEGRADAÇÃO DO ATRITO LATERAL

Para estacas cravadas em areias e em outros solos de alta condutividade hidráulica, há muito tempo tem-se notado que a magnitude do atrito do fuste em uma dada profundidade pode reduzir conforme a estaca seja ainda mais cravada, com o efeito de que o atrito médio ao longo da estaca pode atingir um limite e até mesmo reduzir conforme a profundidade. Isto é a base para o método de projeto no API (2007) *apud* Randolph (2012a) guia de projeto para estruturas offshore (Figura 24), embora esta lógica nunca tenha sido justificada.

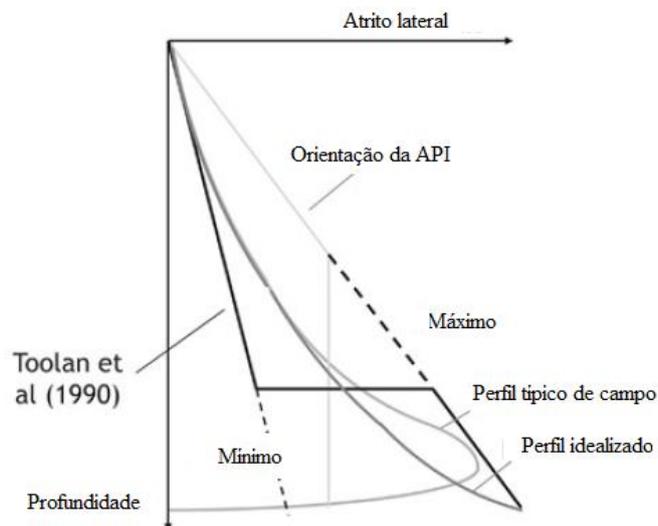


Figura 24 – Abordagens de projeto para estimar a resistência lateral de estacas em areias (adaptado de RANDOLPH, 2012a)

Nos últimos anos, todavia, métodos mais racionais foram desenvolvidos, baseado no melhor entendimento dos principais mecanismos. Medidas da variação do ângulo de atrito ao longo das estacas foram obtidas através de estacas instrumentadas (LEHANE *et al.*, 1993). O fenômeno da degradação do atrito é ilustrado na Figura 25 com perfis do atrito do fuste medido em três

instrumentos em diferentes distâncias (h) do topo até 6 m de profundidade de uma estaca com 0,1 m de diâmetro. Para comparação, um perfil de cone é plotado na mesma escala, mas com q_c reduzido por 100.

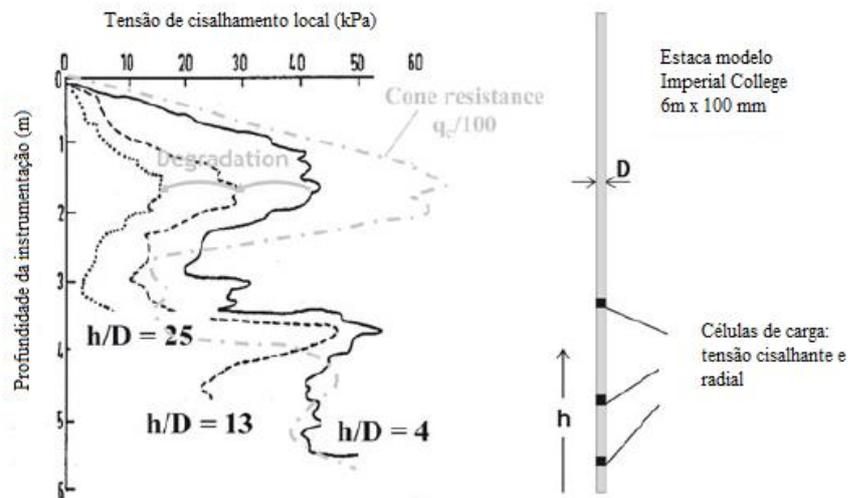


Figura 25 – Evidência experimental da degradação do atrito (adaptado de LEHANE *et al.*, 1993)

A base física para a degradação do atrito é a densificação gradual do solo adjacente à estaca por conta da ação do cisalhamento cíclico resultante da instalação. Este processo é melhorado pela presença de partículas esmagadas pela passagem do topo da estaca (Figura 26), que gradualmente migra através da matriz do solo não quebrada (WHITE e BOLTON, 2004). A quantificação do caminho individual das partículas mostra evidência de relaxação em direção ao fuste da estaca na vizinhança do topo da estaca (WHITE, 2002).

O solo distante age como uma mola de rigidez igual a $4G/D$ (onde G é o módulo de cisalhamento do solo), de modo em que qualquer densificação próxima à estaca resulta em redução da tensão efetiva (Figura 26).

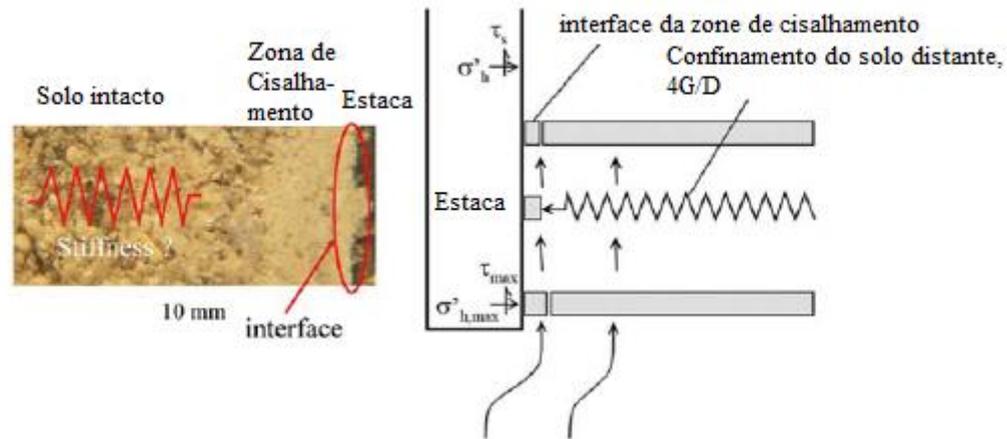


Figura 26 – Evidência visual (esquerda) e modelo esquemático (direita) do mecanismo de degradação do atrito para estacas em areias. (adaptado de WHITE e BOLTON, 2004)

Ensaio realizados mostram quais fatores influenciam a resistência ao cisalhamento e dilatação dos solos granulares quando cisalhados contra interfaces de aço (UESUGI E KISHIDA, 1986; BOULON E FORAY, 1986). A confirmação destas observações em estacas instrumentadas pode ter um impacto significativo nos métodos de projeto de estacas em areias, sendo observado que a resistência do fuste à tração foi cerca de 20% menor do que a compressão.

A variação da tensão efetiva radial local (σ'_r) durante o carregamento da estaca pode ser devida a dois componentes: à rotação das tensões principais ($\Delta\sigma'_{rp}$) da areia e à dilatação devida à superfície deslizante. Sugere-se que a rotação das tensões principais associadas com o carregamento da estaca cause reduções no σ'_r , o que é percebido desde os primeiros estágios dos ensaios. As reduções foram pequenas devido à carga de compressão, mas foram mais significantes nas de tensão.

Há uma resposta anisotrópica, onde uma grande rotação (90°) na direção σ'_1 , leva a respostas mais contrativas. Estudos indicam que a sensibilidade devido à rotação de tensões diminui com o aumento da densidade relativa (UESUGI E KISHIDA, 1986).

Em relação à dilatação da interface de deslizamento, percebe-se que, seguido de uma redução inicial, foi observado um aumento inicial de σ'_r enquanto cada seção da estaca chegava à ruptura. Estudos laboratoriais (UESUGI e KISHIDA, 1986) mostraram que o cisalhamento e deformações volumétricas que foram desenvolvidos entre condições de pico e de ruptura são concentradas na faixa de solo próximo à interface da estaca. Para superfícies com rugosidades

similares às de estacas de aço, a dilatância consiste em alguns grãos próximos ao fuste moverem-se radialmente para que o deslizamento ocorra. É provável que o aumento de σ'_r seja devido ao deslocamento radial. Conforme apresentado por Boulon e Foray (1986), a tensão radial resultante de um deslocamento de borda de Δh aplicada à massa de solo com módulo cisalhante (G) é dada por:

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2 \delta h \frac{G}{R} \quad (\text{equação 7})$$

Assim, essa expressão sugere que, quando os outros fatores são constantes, a variação da tensão radial diminui com o aumento do diâmetro da estaca e pode tender a zero para estacas de grandes diâmetros. Dados ajudam na análise e servem para ilustrar a contribuição significativa da dilatância para a capacidade do fuste de estacas de pequenos diâmetros, esta contribuição diminui com o aumento do nível de tensão (BOULON e FORAY, 1986).

As medidas de tensão confirmam que a capacidade do fuste é controlada pelo δ_{cv} , que tem a tendência de ser independente da densidade relativa. Este parâmetro é determinado em ensaios de laboratório, que mostram a influência do tipo de areia, do nível de tensão e da rugosidade (LEHANE *et al.*, 1993).

A previsão do atrito lateral não pode ser feita logo após a instalação das estacas, mas de acordo com a tensão lateral no fim do carregamento. Existe uma variação de K durante o carregamento, e é correspondente à tendência do solo próximo à estaca dilatar durante o cisalhamento. Esta dilatância é parcialmente impedida pela massa de solo próxima à estaca e leva ao aumento da tensão (BOULON e FORAY, 1986).

No caso de ensaios de laboratório com estacas curtas, o nível de tensão inicial é muito baixo, o que causa grande dilatância e grandes valores de K . A dilatância é maior para areias densas do que para fofas. Um outro efeito do comportamento dilato-contrativo do sistema solo-estaca é a degradação do atrito lateral observado durante os ensaios de carregamento cíclico de estacas em areias, uma vez que o carregamento cíclico induz a contração da areia e leva à uma progressiva diminuição da tensão horizontal (BOULON e FORAY, 1986 p. 131).

Boulon e Foray (1986) constataram que, em ensaios realizados em câmara de calibração, o atrito lateral medido através do CPT mostra um decréscimo de K quando há um aumento da tensão vertical efetiva. Robertson (1982) apresenta uma relação da variação da σ'_h durante o carregamento e dilatância da areia por uma correlação de K/K_0 e o ângulo máximo de dilatância da areia.

Para Poulos (1989), os fatores que influenciam a degradação do atrito lateral são: a amplitude dos deslocamentos cíclicos, o número de ciclos e o tipo de solo. A degradação do atrito lateral diminui com o aumento da amplitude e degradações significativas não ocorrem até a amplitude do deslocamento cíclico exceder o deslocamento necessário para desenvolver o atrito lateral sob cargas estáticas.

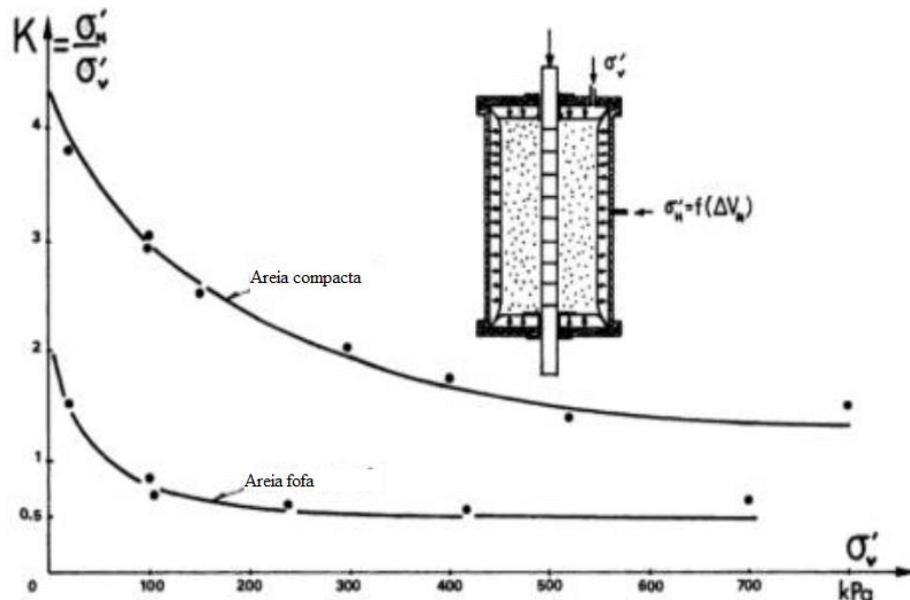


Figura 27 – Valores de K a partir de ensaios em câmara de calibração (adaptado de BOULON e FORAY, 1986)

Ensaio de laboratório realizados em câmaras de calibração reduzidas indicam que K varia significativamente durante o carregamento da estaca. O valor de K na ruptura diminui com o aumento da profundidade e com a diminuição do peso específico.

As zonas de ruptura irão dilatar até alcançar o estado crítico, no qual a deformação cisalhante continua sem variação de volume. O ponto de pico de resistência é normalmente associado com

a taxa máxima de dilatação. O fenômeno de pico é suprimido enquanto as amostras contraem ao invés de dilatar (BOLTON, 1986).

A resistência residual da interface areia-aço tem papel importante sob condições de carregamento repetido (cíclico). Uesugi *et al.* (1989, p. 128) abordaram o atrito entre a interface areia-aço sob carregamento cíclicos e percebeu-se que o coeficiente de atrito mudava e era dependente da rugosidade da superfície, da tensão normal, do diâmetro médio dos grãos e do tipo de areia. Para cada inversão de sentido de carregamento há um pico de tensão.

Carregamentos cíclicos não-estáveis podem gerar comportamento inelástico na areia e na interface fuste-areia, levando a um deslizamento local, governado pela lei de Coulomb e, uma vez que o solo tem comportamento contrativo a partir do primeiro ciclo, é desenvolvida uma ruptura de cima para baixo. O carregamento cíclico pode degradar a capacidade e a rigidez de estacas e seu efeito deve ser levado em conta, tanto com mais pesquisas quanto com a maior utilização dos conceitos na prática (JARDINE e STANDING, 2012).

Fakharian e Evgin (1997) estudaram o comportamento cíclico de uma interface areia-aço sob condições de tensão normal e rigidez normal constantes. Os autores utilizaram um equipamento similar ao *simple shear* para aferição da deformação cisalhante da massa de solo deslizando sob a interface, com o objetivo de estudar o fenômeno de redução da tensão cisalhante máxima com os ciclos. A ruptura de estacas através da degradação da resistência lateral é reconhecida como predominante sob carregamento cíclico bidirecional (POULOS, 1989).

Sob o carregamento cíclico bidirecional existe uma compressão gradual na areia, de um modo que a taxa de compressão diminui com o aumento do número de ciclos, e a tensão de pico não ocorre nos primeiros ciclos (FAKHARIAN e EVGIN, 1997).

Os ensaios realizados por Fakharian e Evgin (1997) mostram o fenômeno da degradação da tensão cisalhante para uma interface areia-aço e explicam a degradação da resistência do fuste de estacas carregadas axialmente submetidas à carregamentos cíclicos bidirecionais. Dois fatores importantes comandam o fenômeno: a redução da tensão normal efetiva com o aumento do número de ciclos; e o deslocamento realizado na interface de deslizamento.

A compressão da areia pode resultar na redução da tensão normal e, conseqüentemente, na redução da tensão de cisalhamento. A taxa de diminuição da tensão de cisalhamento é

significativamente afetada pela magnitude da amplitude do deslocamento tangencial. A ocorrência de ruptura na interface como resultado da acumulação de deslocamento devido ao deslizamento com os ciclos tem um papel importante na degradação da tensão de cisalhamento máxima na interface (FAKHARIAN e EVGIN, 1997).

Conforme a contribuição de Poulos (1991), a degradação do atrito lateral não depende somente da redução da taxa de tensão cisalhante, que é função do deslocamento absoluto da superfície de deslizamento, mas também da redução da tensão normal efetiva na interface, que é resultado do desenvolvimento de deformações volumétricas durante o cisalhamento. Em solos compressíveis como areias calcáreas, o segundo caso pode dominar, e em solos não compressíveis o primeiro caso pode ser mais significante.

As características dilatantes do solo têm papel fundamental no comportamento de estruturas em contato com solos granulares. Desta forma, a análise destas estruturas devem levar em conta o comportamento volumétrico da interface. Mortara *et al.* (2007) aponta um modelo de molas com a variação da tensão normal ($\Delta\sigma_n$) ligada à variação do deslocamento (Δu) à interface de acordo com a relação:

$$\Delta\sigma_n = -K \cdot \Delta u \quad (\text{equação 8})$$

Onde K representa a rigidez imposta, dada por:

$$K = \frac{2G}{R} \quad (\text{equação 9})$$

Onde G é o módulo de cisalhamento do solo e R o raio da inclusão.

A densificação provocada pelo carregamento cíclico melhora o comportamento dilatativo da interface, permitindo uma recuperação da tensão cisalhante no estágio pós-ciclos (MORTARA *et al.*, 2007). Quando se leva em conta a rugosidade do material que está em contato com o solo, conforme a rugosidade normalizada aumenta, a taxa de degradação também aumenta enquanto a degradação pós-ciclos diminui, sendo importante definir se está dilatando ou contraindo na interface.

O modelo desenvolvido pelo Imperial College assume que a degradação é resultado de uma redução local na tensão radial efetiva (σ'_{r0}) da areia, onde é possível calcular para uma sequência N de ciclos de tensão cisalhante com amplitude constantes a redução do $\sigma'_{\text{reciclico}}$. O atrito lateral para estacas à compressão e à tração considerando a degradação também pode ser estimado através das capacidades das molas t-z, que são derivadas do cisalhamento do fuste multiplicando a área da estaca que cada mola represente e assumindo-se nenhuma degradação da ponta da estaca (ATKINS CONSULTANTS, 2000).

A resistência ao cisalhamento cíclico pode ser maior do que a resistência estática para um número pequeno de ciclos em alguns casos, o que pode ter a ver com a taxa de carregamento. Em solos densos que dilatam sob mudança de tensão de cisalhamento média, a tensão de cisalhamento cíclico será maior se $\Delta\tau_u$ é aplicado não-drenado. Em solos que tem o comportamento contrativo sob variação de tensão cisalhante, a resistência ao cisalhamento cíclico será menor que $\Delta\tau_u$ no caso não-drenado (ANDERSEN, 2009).

Basu *et al.* (2011) estudaram a resistência do fuste para uma estaca mega instalada em areia utilizando uma análise de elementos finitos unidimensional. Para os autores, quanto mais dilatativa a resposta da areia (a dilatância aumenta com o aumento da densidade relativa e diminuição do confinamento), maior a tensão horizontal no fuste da estaca sob cisalhamento e, conseqüentemente, maior o valor de K. Em solos arenosos o ângulo de atrito mobilizado (δ) é expresso em termos do ângulo de atrito do estado crítico (ϕ_c) do solo, como resultado das grandes deformações cisalhantes que são desenvolvidas próximas ao fuste da estaca em cargas de ruptura, causando o solo adjacente ao fuste chegar ao estado crítico, sendo o ângulo de atrito mobilizado na superfície função da rugosidade relativa da interface.

Nas estacas mega, a tensão horizontal agindo no fuste da estaca diminui com maior profundidade, e o estado de tensões exercido pelos elementos de solo na vizinhança da base da penetração são complexos. Considera-se que a cravação da estaca no solo é uma combinação de expansão cilíndrica da cavidade e um aumento substancial da tensão vertical (BASU *et al.*, 2011).

A Figura 28 mostra esquematicamente os diferentes estágios envolvidos na instalação da estaca mega. O estágio 1 corresponde à penetração da ponta em solo virgem e é modelado como uma combinação de duas fases distintas: fase da expansão da cavidade e fase do cisalhamento “primário”. A primeira fase representa a criação de um espaço cilíndrico (ocupado pela estaca)

no solo conforme a ponta da estaca empurra o solo que está no caminho da estaca. A expansão da cavidade cilíndrica é interrompida quando o raio da cavidade se torna igual ao raio da estaca, esta fase é seguida por um cisalhamento vertical na parede do fuste até chegar à tensão cisalhante do estado crítico no fuste (BASU *et al.*, 2011).

Ao fim de cada incremento de carga reverso há uma renovação da fase de contração do solo adjacente à estaca, resultando em uma perda líquida de tensão confinante e, conseqüentemente, redução até o limite da resistência do fuste (fadiga por atrito) (BASU *et al.*, 2011). Basu *et al.* (2011) ainda realizaram uma modelagem numérica em 1-D, sendo a análise em 1-D a taxa de degradação da resistência do fuste é esperada ser menor, por conta do tamanho da zona do entorno da estaca, onde o comportamento contrátil que ocorre (responsável pela maior parte da perda da tensão normal do fuste) é menor.

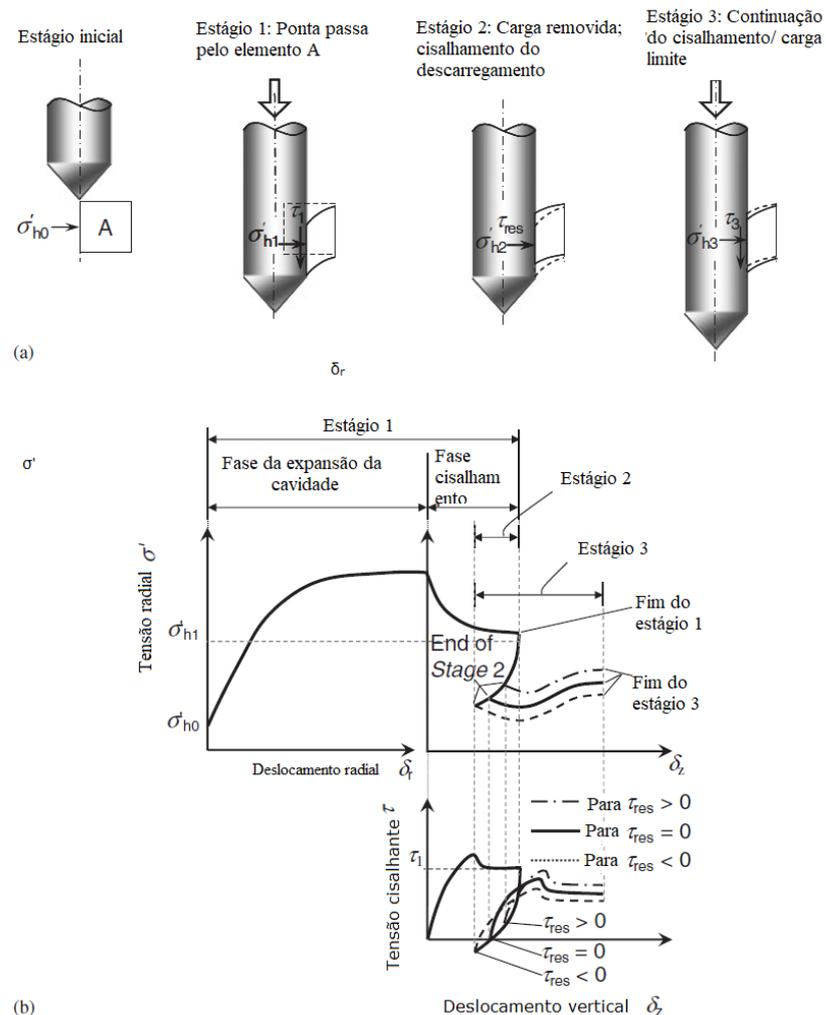


Figura 28 – Instalação de estacas mega: (a) análise dos estágios e (b) evolução da tensões normais e cisalhantes. (adaptado de BASU *et al.*, 2011)

As tensões radiais desenvolvidas próximas à estaca são conhecidas por caírem drasticamente e estas reduções deixam a areia em estado fortemente sobreadensado e, portanto, dilatante (YANG *et al.*, 2010). Conforme a ponta avança, são alteradas as condições de tensões aplicadas à areia que está sendo rompida, passando de serem carregadas à grandes deformações e tensões para serem cinematicamente confinados por: deslocamento lateral nulo do fuste da estaca e resposta relativamente densa da massa de areia sendo descarregadas nos arredores. Inversão de deformações é imposta pelo regime de escoamento da areia e a porosidade pode variar radialmente (YANG *et al.*, 2010).

Existe quebra de partículas durante a cravação da ponta e o material que sofre esta quebra é reposicionado radialmente conforme a estaca avança, desenvolvendo zonas concêntricas ao redor do fuste da estaca, envolvendo diferentes graus de quebra de partícula (YANG *et al.* 2010).

White e Bolton (2002) especularam que a migração lateral dos finos produzida pelas quebras de grãos próximas ao fuste é ligada à redução da tensão horizontal agindo no fuste e pode ter fator significante no efeito de fadiga por atrito. O mecanismo deste processo consiste em uma redução volumétrica na camada de borda da interface solo-estaca combinado com um descarregamento lateral. Este processo envolve um comportamento físico que não pode ser capturado por um modelo constitutivo em meio contínuo nem replicado em pequenas escalas utilizando leis convencionais de redução de escala.

Ao realizar estudos em *ring shear*, considera-se que as condições adjacentes ao fuste são melhor representadas e δ'_{cv} pode variar dependendo da magnitude do deslocamento (HO *et al.*, 2011).

2.6.CONE

Uma investigação geotécnica tem como objetivo determinar o perfil geotécnico no subsolo, sendo incluso identificar a geologia (tipo de solo e espessura das camadas), o regime hidrológico (posição do nível d'água) e as propriedades físicas e mecânica do solo investigado. Os requerimentos para a determinação de um perfil geotécnico são função do nível de risco e do projeto associado. Uma investigação geotécnica ideal deve incluir tanto ensaios laboratoriais quanto ensaios de campo, dependendo de cada projeto.

No ensaio CPT, existe um cone no fim de uma série de hastes metálicas, que são penetrados no solo à uma velocidade constante e leituras contínuas são feitas da resistência à penetração do cone e da superfície da luva. A Figura 29 apresenta a terminologia em relação ao cone.

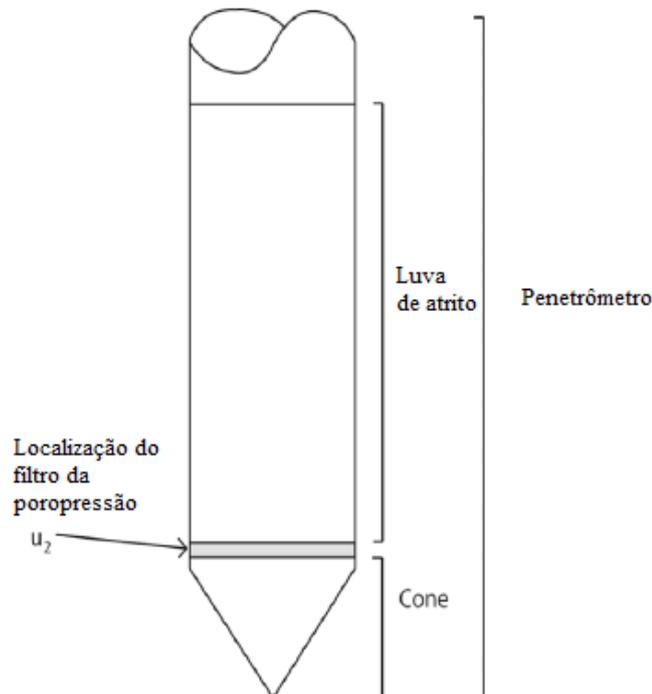


Figura 29 – Figura esquemática do cone. (adaptado de ROBERTSON e CABAL, 2016)

A força total agindo sobre o cone, Q_c , dividida pela área projetada do cone, A_c , produz a resistência de ponta, q_c . A força total agindo na luva, F_s , dividida pela área da luva, A_s , produz a resistência ao atrito lateral, f_s . Em um CPTu, são feitas também medições da poropressão, tipicamente atrás do cone, na localização u_2 mostrada na Figura 29.

Os primeiros ensaios de cone foram com o cone mecânico, realizados em 1932, com cravação somente da ponteira cônica no solo, tendo adição da luva de atrito em 1953. Já em 1965, foi desenvolvido o primeiro cone elétrico, que é a base dos cones elétricos atuais. As mais notáveis melhorias com a criação do cone elétrico foram (ROBERTSON e CABAL, 2016):

- a) Eliminação de leituras incorretas devido ao atrito entre as hastes externas e internas e do peso das hastes internas.

- b) Penetração com taxa de cravação constante e contínua, sem o indesejável movimento do solo influenciando a resistência do cone.
- c) Medições elétricas mais simples e confiáveis da resistência de ponta e do atrito lateral.

No ano de 1974 foi incorporado ao CPT a possibilidade da medida da poropressão, assim os CPTu foram introduzidos.

Existem cones de diversos tamanhos, com 10 cm² e 15cm² de área projetada do cone sendo as mais usuais e presentes nas normas atuais. A Figura 30 mostra desde um mini-cone com 2 cm² até um cone maior com 40 cm². Os mini-cones são utilizados para investigações mais rasas, enquanto os cones maiores podem ser utilizados em solos pedregulhosos.



Figura 30 – Ponteiras (da esquerda pra direita: 2 cm², 10cm², 15cm², 40cm²). (ROBERTSON e CABAL, 2016)

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica que é conectada à extremidade de um conjunto de hastes, sendo introduzida no solo a uma velocidade constante igual a 2 cm/s. O cone tem vértice de 60° e um diâmetro típico de 35,68 mm (correspondente à área de 10 cm²). O diâmetro das hastes tem tamanho igual ou menor que o diâmetro do cone. Durante a realização do ensaio, a resistência à penetração da ponta do cone é medida constantemente. Também é medida a resistência de penetração de uma luva de atrito, alojada logo atrás do cone.

O sistema de reação para cravação do penetrômetro, em terra firme, geralmente é realizado com caminhões. Em campanhas realizadas em alto mar, o CPT é executado em uma plataforma posicionada na subsuperfície do oceano, a partir da qual o penetrômetro é introduzido no solo (RODRIGUES, 1993).

O mesmo autor afirma, também, que o parâmetro mais importante obtido através do CPT é a resistência de ponta à sua penetração. Essa resistência à penetração reflete o estado físico e as características da massa de solo. O comportamento mecânico de uma massa de areia pode ser definido quantitativamente desde que seja conhecido o estado físico da massa de solo e as propriedades físicas do material que compõe as partículas da areia.

Os CPT podem ser realizados em profundidades superiores a 100 m em solos moles e com equipamentos de cravação de grande capacidade. Para melhorar a profundidade de penetração, o atrito ao longo das hastes deve ser reduzido, isto pode ser feito utilizando um redutor de atrito, tipicamente posicionado a 1 m atrás do cone. A penetração é limitada em solos rígidos e em camadas de pedregulho ou rocha. É comum a utilização de cones de 15 cm² para aumentar a profundidade de penetração, por serem mais robustos que o tamanho padrão de 10 cm².

Penetrômetros utilizam células de carga com extensômetros para medir a resistência à penetração. Normalmente os cones utilizam ou células de carga separadas ou células de carga de subtração para medir a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). Nos cones do tipo subtração, o atrito lateral é obtido pela subtração da carga da ponta. Figura 31 ilustra três diferentes arranjos de projetos de cone.

Na Figura 31(a), a ponta e o atrito lateral são medidos por células de carga independentes, ambas em compressão. Na Figura 31(b), uma das células de carga está em tração, e na Figura 31(c) as células de carga do atrito lateral e a ponta registram a carga em conjunto, sendo a medida do atrito lateral obtido através da subtração da resistência da ponta, sendo este o cone referido como de subtração. Uma das vantagens deste tipo de cone é a sua robustez e por conta disso na década de 80 os cones do tipo subtração se tornaram populares. Todavia, em solos moles o cone de subtração é menos preciso para determinar a resistência lateral.

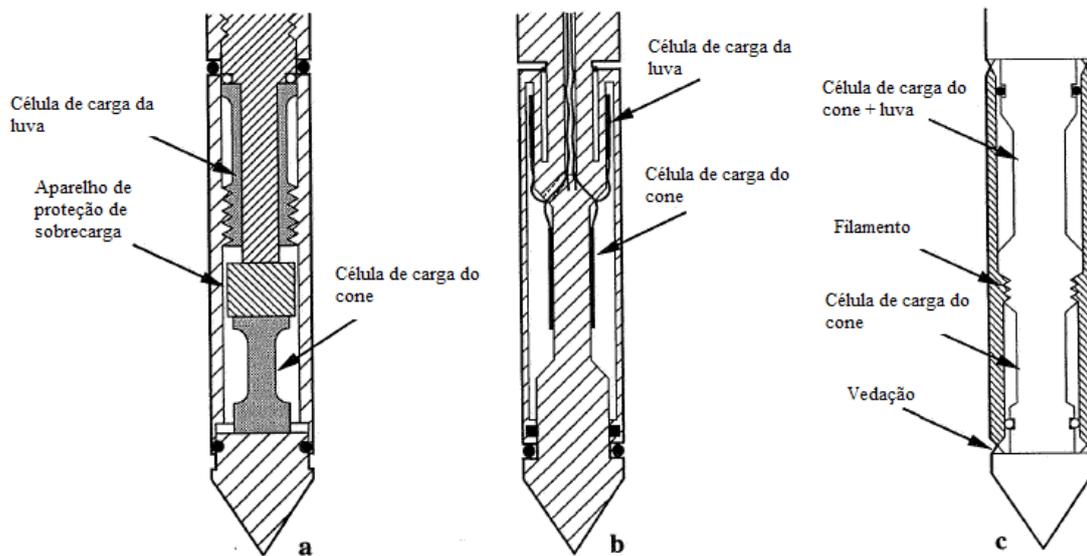


Figura 31 – Tipos de cones (a) ponta e luva com células de carga em compressão, (b) célula de carga da ponta em compressão e da luva em tração (c) cone do tipo de subtração (Adaptado de LUNNE *et al.*, 1997)

Como dito anteriormente, o CPT tem três principais aplicações:

- a) Determinar a estratigrafia da subsuperfície e identificar os materiais presentes;
- b) Estimar parâmetro geotécnicos;
- c) Fornecer resultados para projetos geotécnicos.

Antes de analisar qualquer dado proveniente de um ensaio CPT, é importante levar em conta os possíveis erros que cada elemento pode conter. Os erros associados ao equipamento são mais significativos em solos finos, moles e normalmente adensados. Ensaio realizados em areias são pouco influenciados pelos fatores acima, exceto variação do atrito lateral, f_s .

Modelos teóricos e ensaios de calibração mostraram que a tensão horizontal efetiva *in situ*, σ'_h tem efeito dominante na resistência de ponta e no atrito lateral.

A primeira carta de classificação dos solos baseada em ensaio CPT foi proposta por Begemann (1965), sendo utilizados como dados de entrada a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). A classificação tem como base o fato de a resistência de ponta ser diretamente influenciada pela granulometria do material. Para sua confecção, foram utilizados ensaios provenientes de um

cone mecânico realizados em uma única região, sendo sua utilização muito limitada e com precisão adequada somente para um local específico. A Figura 32 apresenta a carta proposta por Begemann (1965).

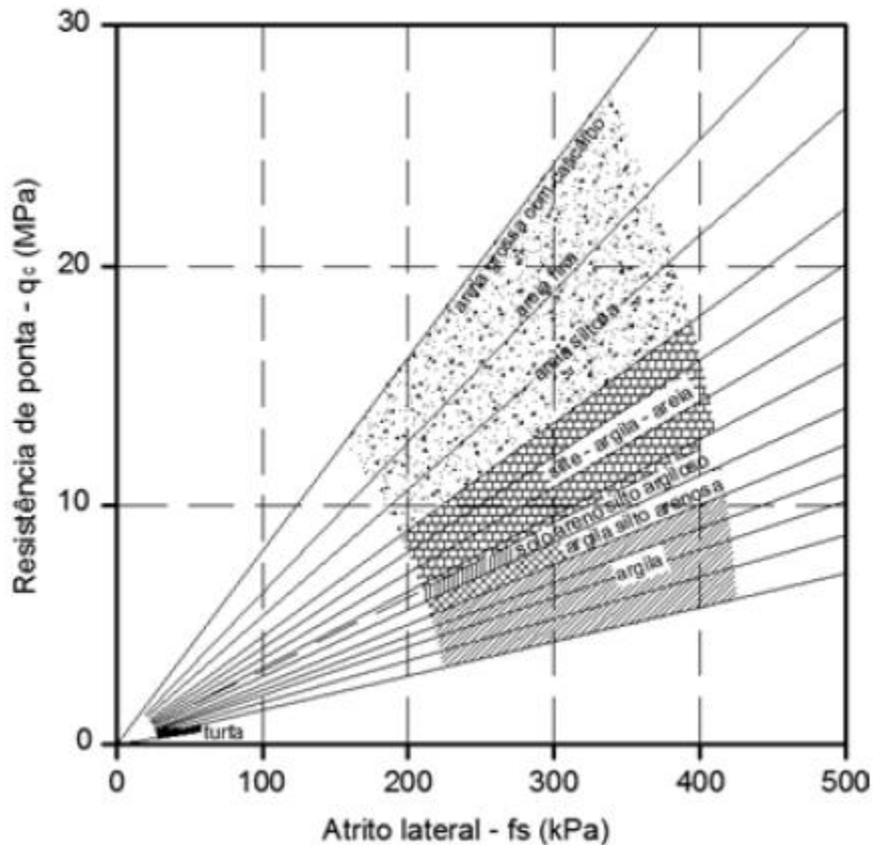


Figura 32 – Classificação de solos proposta por Begemann (1965)

Posteriormente foram apresentadas novas cartas por Sanglerat *et al.* (1974) e Schmertmann (1978) obtidas ainda através de cones mecânicos. Somente em 1981, Douglas e Olsen (1981) apresentaram uma carta confeccionada a partir de dados de cone elétrico, que, de acordo com Fellenius e Eslami (2000), contava com diferenciações entre tipos de solo, tendências para o limite de liquidez para granulometria e ainda fazia referência à magnitudes de f_s . A classificação proposta por Douglas e Olsen (1981) está apresentada na Figura 33.

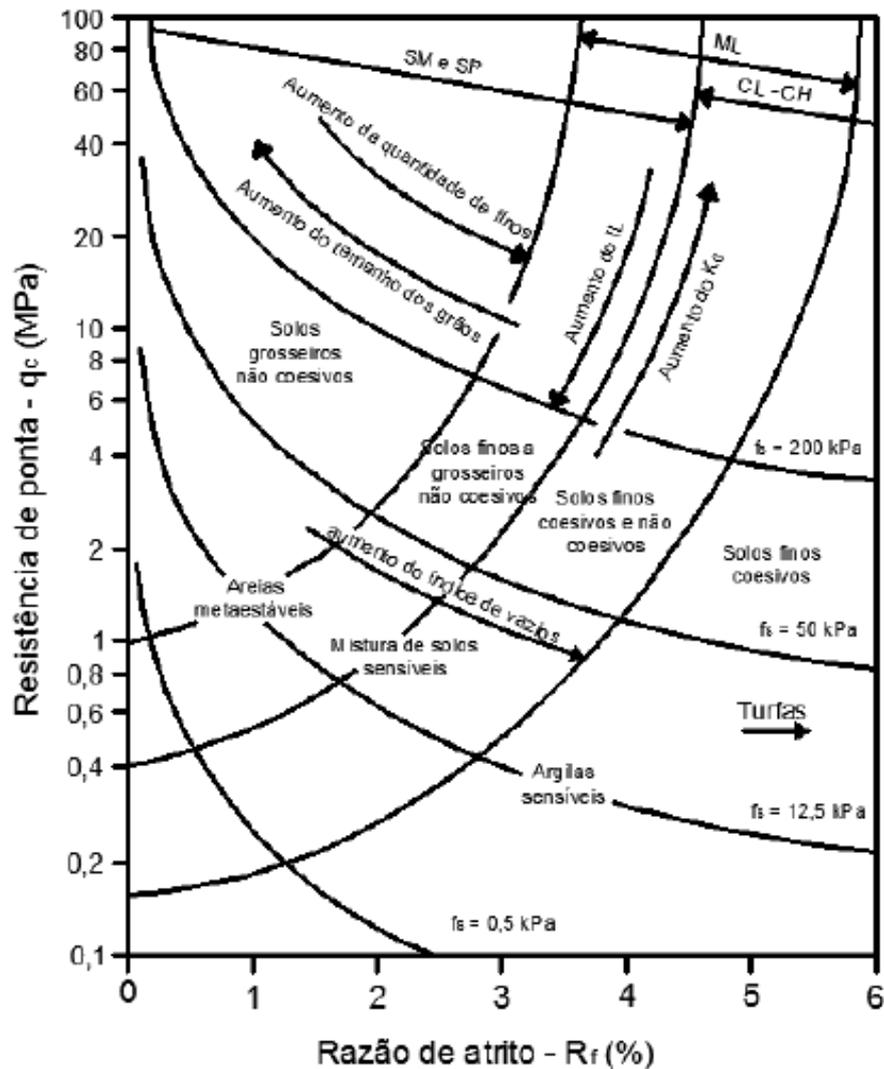


Figura 33 – Classificação de solos proposta por Douglas e Olsen(1981)

Além das classificações apresentadas, ao longo do tempo surgiram outras, quase que em sua totalidade derivadas de ensaios de cone com medidas de poropressão (SCHNAID e ODEBRECHT 2012). Desconsiderando as cartas dependentes de medidas de poropressão, foram analisadas mais duas classificações para a determinação dos tipos de solo prospectado, uma proposta por Robertson e Campanella (1983) e outra por Robertson (1986), as quais aparecem, respectivamente, nas Figura 34 e Figura 35 com os resultados dos ensaios.

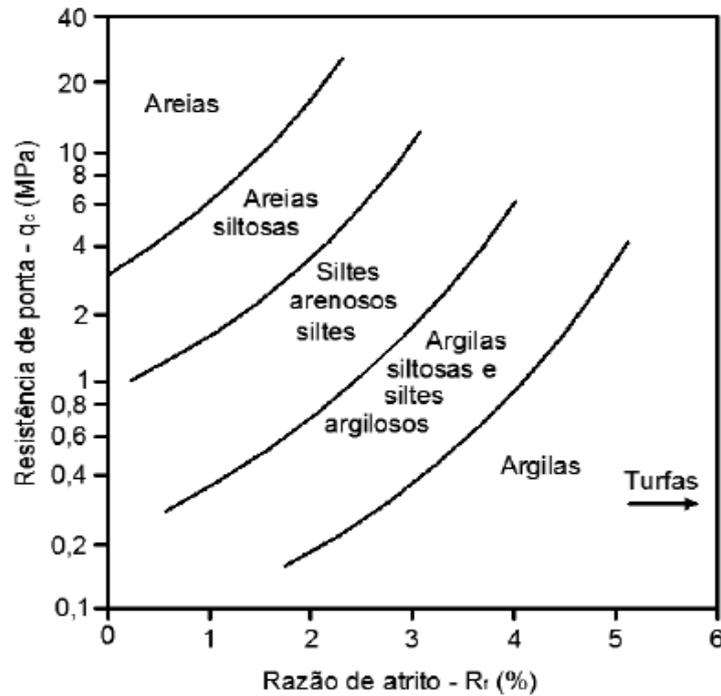


Figura 34 – Classificação de solos proposta por Robertson e Campanella(1983)

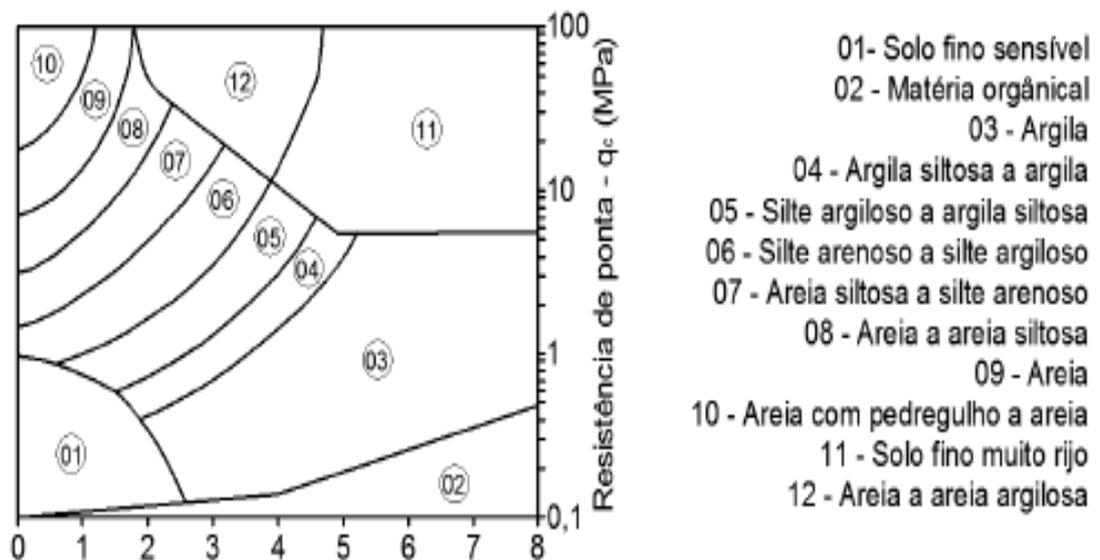


Figura 35 – Classificação de solos proposta por Robertson(1986)

Em 1990, Robertson (1990) apresentou uma nova carta na qual propôs o uso de dados normalizados e adimensionais para a entrada. Essa carta foi desenvolvida, todavia, para a classificação de solos a partir de ensaios CPTu, podendo também ser utilizada para ensaios

CPT. Quando não existem medidas de proressão, os dados de entrada são a resistência de ponta e a razão de atrito, ambos valores normalizados. A Figura 36 apresenta a carta proposta por Robertson (1990) enquanto a obtenção dos valores normalizados deve ser realizada pelas equações 7 e 8.

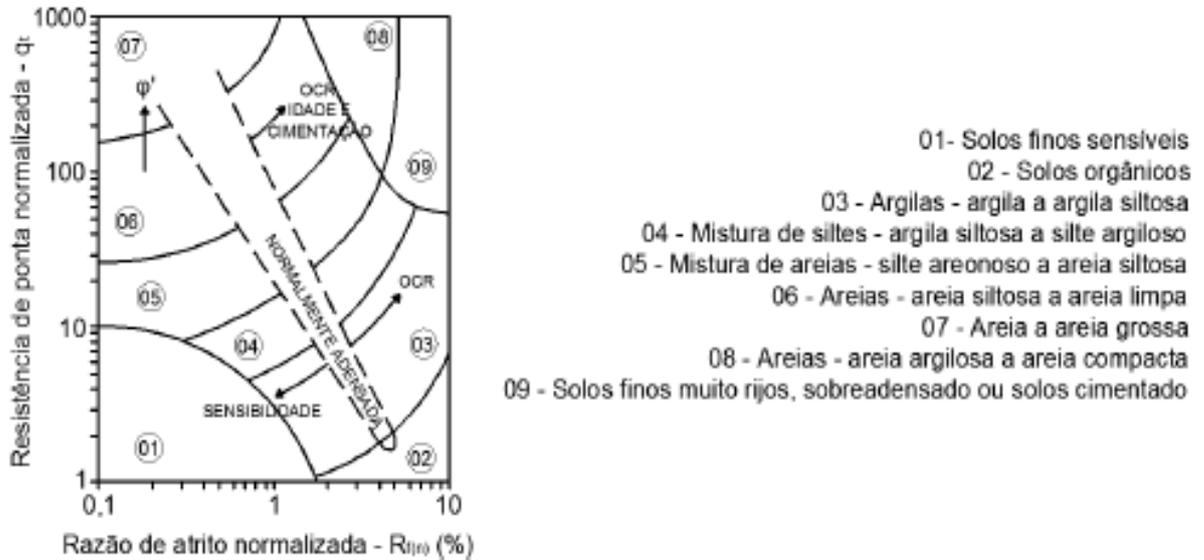


Figura 36 – Classificação de solos proposta por Robertson(1990)

$$qt = \frac{qc - \sigma v}{\sigma'v} \quad (\text{equação 7})$$

$$Rf(n) = \left[\frac{fs}{qc - \sigma v} \right] * 100 \quad (\text{equação 8})$$

Sendo:

qt = resistência de ponta normalizada;

Rf(n) = razão de atrito lateral normalizada;

qc = resistência de ponta (kPa);

fs = atrito lateral (kPa).

Butlanska *et al.* (2010b) realizaram simulações através de análises numéricas de uma cravação de cone em câmara de calibração, e foi analisada a velocidade de cravação do CPT em uma areia, não mostrando diferenças significativas no resultado obtido por diferentes velocidades de cravação.

Ensaio realizado em areia seca possuem a tensão total e efetiva idênticas na câmara de calibração, não sendo necessária distinção entre a resistência de ponta medida, q_c , e a resistência total, q_t (SCHNAID e HOULSBY, 1990).

A resistência do cone é controlada pela tensão horizontal e pela densidade. Ensaio em câmara de calibração de areias fofas e medianamente compactas representam bem condições de campo, todavia em areias densas a borda da câmara influencia no resultado, superestimando valores (YU *et al.*, 1996).

Hebeler *et al.* (2015) estudaram um cone com uma luva texturizada, observado que com uma maior rugosidade a zona de cisalhamento é maior, assim como a resistência da luva. Os autores ainda afirmam que a interface de cisalhamento de um solo granular consiste em 98% de deformação por cisalhamento.

2.7. MINICONE

Além do cone padrão, que é largamente conhecido pela comunidade geotécnica, o *Louisiana Transportation Research Center* desenvolveu um minicone (mCPT), com diâmetro de 12,7 mm, uma luva de atrito de 150 mm e foi utilizada uma velocidade constante de cravação de 20 mm/s. Esse equipamento foi desenvolvido para ser aplicado em ensaios da área de pavimentação, em trechos inacabados e concluídos, sem mobilizar grandes equipamentos (GIACHETTI e QUEIROZ, 2004).

De acordo com Tumay e Kurup (2001) após a realização de uma série de testes *in situ*, há um fator de correção para a utilização de resultados de resistência de ponta (q_c) de minicones (2 cm²) para cones padrão (10 cm²). O fator é de 0,85 e o valor corrigido pode ser obtido pela equação 9.

$$q_c(10\text{cm}^2) = 0,85 * q_c(2\text{cm}^2) \quad (\text{equação 9})$$

Os minicones podem ser empregados em várias situações, sendo uma das opções a aplicação em simulações em centrífugas. No entanto, de acordo com Bolton *et al.* (1993), para a interpretação desses resultados, em geral, a resistência de ponta (q_c) deve ser normalizada em relação à tensão efetiva (σ'_v) e a profundidade de prospecção (pp) em relação ao diâmetro do cone (B). Esquivel (2005) também utilizou um mini piezocone para realizar ensaios em centrífuga. Foram realizados ensaios em argilas consolidadas e não consolidadas e ainda em areia na tentativa de determinar os efeitos de escala; todavia, não detectaram nenhuma diferença dentro da gama de escalas adotadas. Entretanto, segundo Schneider *et al.* (2008), deve-se agir com cautela ao extrapolar parâmetros obtidos em centrífugas com piezocones devido à sensibilidade dos ensaios, principalmente em relação à velocidade de cravação.

Joer *et al.* (1995), utilizou o minicone para simular prospecções de cone padrão em diferentes formações de solos calcários da Austrália, facilmente encontrados em obras offshore naquele país. O minicone foi cravado em uma célula triaxial modificada e, através de variações no tamanho da amostra e na tensão confinante, foi possível investigar as influências das condições de contorno e do nível de tensões sobre a resistência de ponta.

De acordo com os dados apresentados, fica claro que a aplicabilidade de minicones no desenvolvimento de atividades geotécnicas possui grande valor em várias sub-áreas, contudo, é de fundamental importância a avaliação dos dados produzidos pelos equipamentos, sempre que possível calibrando-os com ensaios em escala real.

2.8. CONE CÍCLICO

Jardine *et al.* (2012) e Puech *et al.* (2012) sugerem que a degradação das propriedades dos solos sob carregamentos cíclicos axiais em estacas pode ser explorada através de ensaio in-situ, como um CPT cíclico.

Em recentes estudos, Diambra *et al.* (2014) acoplaram um sistema que permitia controlar a cravação do ensaio CPTu, permitindo controlar a amplitude dos ciclos e permitindo o carregamento reverso do cone. A campanha de ensaios foi realizada em um local de exploração de *chalk*. Para os ciclos, a menor amplitude foi de cerca de 1 cm, enquanto o cone tinha sua velocidade de cravação variando de 1 a 4 cm/s. O sistema de aquisição era capaz de coletar dados a uma frequência de 100 Hz.

Neste estudo, CPTu cíclico foi realizado em duas localizações, para cada localização o cone foi cravado estaticamente até uma quantidade definida de profundidades, chegando nas profundidades previamente definidas, o procedimento cíclico foi realizado. Foram realizados dois procedimentos:

- a) P1: o cone cravado estaticamente até a profundidade desejada acrescida de 50 mm, então o cone é retornado 50 mm, é realizado um teste de dissipação de poropressão e, após isso, o ensaio cíclico é realizado com o primeiro ciclo na direção contrária à cravação. Não foi desenvolvida resistência de ponta no ensaio.
- b) P2: o cone é penetrado estaticamente até a profundidade desejada, seguido de um teste de dissipação de poropressão. Então, o ensaio cíclico é iniciado na direção de cravação do solo. O valor de q_t é monitorado no ensaio, mas se torna negligenciável após 3 a 4 ciclos, segundo os autores.

Não foram observadas diferenças consideráveis na evolução da resistência lateral e no excesso de poropressão. O ensaio tipo P2 registra a resistência inicial do *chalk* no primeiro ciclo, enquanto o P1 começa com o *chalk* já perturbado. O ensaio P2 foi recomendado para avaliar a degradação do atrito lateral.

Para as variações de amplitude dos ciclos e velocidades, uma degradação consistente da luva foi observada com apenas poucos ciclos, em todos os ensaios realizados. A maior taxa de degradação é observada nos primeiros dois ciclos, após o atrito da luva chegar até uma assíntota, sendo atingida, normalmente, em 5 a 10 ciclos. Ocorre uma inversão completa da força de cisalhamento durante os ensaios ciclos e isto pode favorecer a degradação da resistência da luva. Um comportamento similar de degradação da resistência foi observado através de ensaios *simple shear* cíclicos em *chalk* pouco à medianamente compacto.

Os ensaios realizados por Diambra *et al.* (2014) contaram com a medição da poropressão, que apresenta um grande acréscimo nos primeiros ciclos e, em seguida, começa a variar devido ao carregamento cíclico. Os autores abordam com mais detalhes o comportamento relacionado à poropressão, onde o carregamento reverso cria um aumento da poropressão seguido por uma lenta recuperação da sucção até o próximo ciclo reverso ser aplicado. Não é garantido que não haja nenhum efeito de um possível vácuo criado na cavidade abaixo da ponta do cone. Para futuros testes do CPTu cíclico, os autores recomendam posicionar o transdutor de poropressão na posição u3, acima da luva e longe da ponta.

Considerando a análise do que os autores chamam de resistência residual da luva (que será chamada neste estudo, de resistência final cíclica), após normalizá-la pela tensão vertical efetiva, a mesma foi plotada versus a profundidade para ambos tipos de teste, apresentado na Figura 37. Percebe-se que a resistência final é cerca de 5 a 15 kPa nas profundidades inferiores a 7 m, e 35 a 50 para profundidades maiores que 8 m. A variação da resistência final acompanha a melhora das propriedades do *chalk*, observadas pelo CPTu estático. Os autores apontam que mais estudos são necessários para entender como a resistência final é afetada pelas propriedades do solo e/ou pelas tensões efetivas.

A frequência dos ciclos e a amplitude pode afetar a taxa de degradação e o valor da resistência final, todavia não foi observada a relação entre estes fatores na pesquisa dos autores. Os ensaios realizados confirmam a viabilidade da realização de ensaios CPTu cíclicos e seu potencial para realização de projetos de fundações. De todo modo, são necessárias análises comparando com ensaios realizados em estacas para validação.

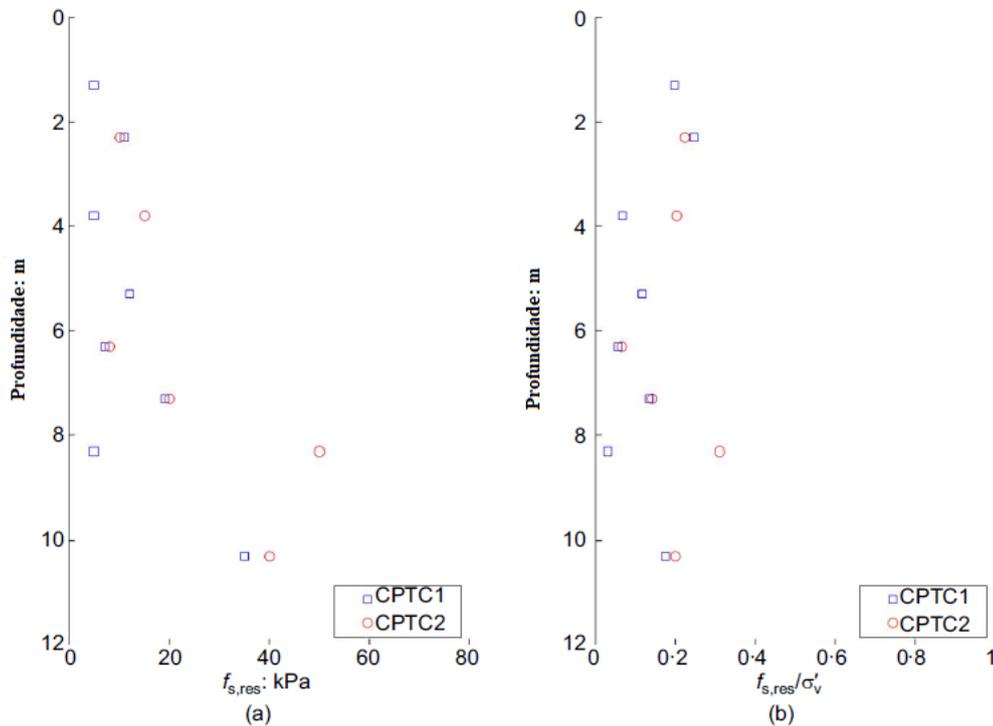


Figura 37 – Resistência final da luva a) original e b) normalizada (pela tensão vertical efetiva) versus profundidade (adaptado de Diambra *et al.*, 2014)

2.9. INTERPRETAÇÃO DA TEORIA DA EXPANSÃO DA CAVIDADE

O conhecimento da relação entre a resistência de ponta (q_c), a densidade relativa (D_r) e o estado de tensões é importante para a efetiva interpretação de CPTs em areia. As câmaras de calibração podem ser aliadas para este princípio (SALGADO *et al.*, 1998).

A teoria da resistência à penetração é baseada no conceito de que o penetrômetro consegue avançar por criar e expandir uma cavidade cilíndrica no solo. Nas imediações da ponta do cone, na zona T na Figura 38, existe uma rotação da tensão, do deslocamento e dos campos de plastificação. A região DD' é uma típica linha de deslizamento, já na borda AB, entre as zonas Q e T, a tensão principal é vertical e relacionada com q_c , enquanto a superfície BC, entre as zonas T e P, a tensão principal é horizontal e relacionada com a pressão requerida para a expansão de uma cavidade cilíndrica no solo partindo de um raio inicial nulo. Acontece uma rotação de 90° na zona T. A resistência à penetração pode ser determinada calculando a pressão

da cavidade cilíndrica (p_L) e analisando a rotação das tensões para se obter o valor de q_c (SALGADO *et al.*, 1998).

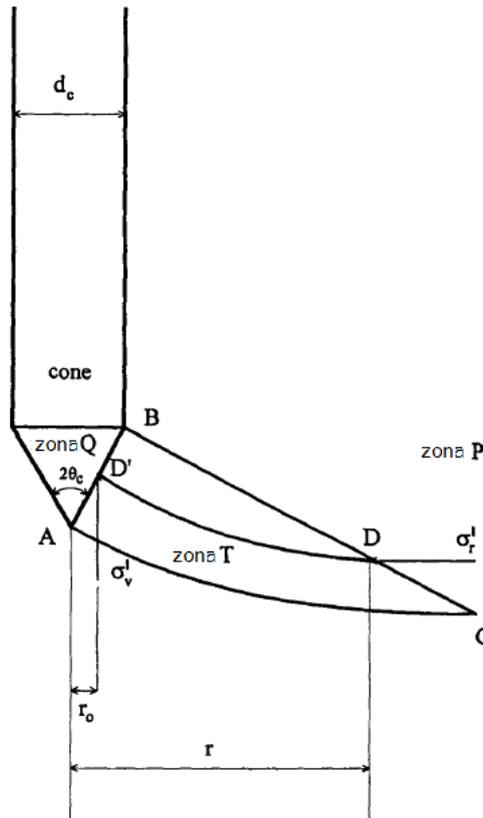


Figura 38 – Padrão de ruptura na ponta do cone.

A partir da teoria da expansão da cavidade e da rotação de tensões, Salgado *et al.* (1997) desenvolveram um método para verificar a resistência à penetração de cones em areias. A teoria pode ser utilizada para analisar ensaios em câmara de calibração. Para o estudo dos autores, os diâmetros das câmaras variaram de 0,7 a 1,20 m e os cones possuem diâmetros de 1 a 3,57 cm.

Estudando somente solos não-cimentados e granulares, Salgado *et al.* (1997) afirmam que a resistência à penetração para solos limpos e não-cimentados é geralmente explicada por:

$$q_c = f(D_r, \sigma_v, \sigma_h) \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

q_c é uma função contendo parâmetro intrínsecos;
 D_r a densidade relativa da areia antes da penetração;
 σ_v e σ_h as tensões vertical e horizontal efetivas iniciais.

Como o tamanho da câmara de calibração podem influenciar no valor de q_c , uma formulação geral é mostrada da seguinte forma:

$$q_c = f\left(D_r, \sigma_v, \sigma_h, \frac{b}{r_c}, BC\right) \quad (\text{equação 10})$$

Sendo B = raio da câmara, r_c o raio do cone e BC o tipo de condição de contorno.

Dependendo dos deslocamentos e das tensões nos limites das amostras, as condições de contorno podem ser de quatro tipos: BC1 (tensões laterais e verticais constantes); BC2 (sem deslocamento vertical, deslocamento lateral médio igual a zero); BC3 (tensão vertical constante, deslocamento lateral médio igual a zero); ou BC4 (se, deslocamento vertical, tensão horizontal constantes).

Quando um penetrômetro com uma ponta que seja tanto plana quanto cônica é forçado em direção ao solo, é criada e expandida uma cavidade cilíndrica. Portanto, existe uma relação entre a resistência à penetração e a pressão necessária para expandir uma cavidade cilíndrica no solo, a partir de um raio inicial nulo.

O método desenvolvido por Salgado *et al.* (1997) leva em conta G , G_t (módulo de cisalhamento tangente), tensões principais e desvio, módulo de compressão, ângulo de pico e coeficientes de Poisson. A análise utiliza tanto o parâmetro de estado e modelos de Bolton para determinar ângulo de atrito em função do estado do solo. A solução é numericamente simples e de fácil implementação, fornecendo a relação de pressão-expansão e a pressão limite de cavidade.

Tendo em vista que o maior foco do presente trabalho é o estudo da degradação do atrito lateral, maiores detalhes sobre a formulação não serão explícitos. Para um aprofundamento melhor de todos os fatores que influenciam a resistência à penetração de um cone, sugere-se uma leitura mais aprofundada do trabalho do trabalho de Salgado *et al.* (1997).

A análise da expansão da cavidade tem um papel importante na mecânica dos solos moderna. A avaliação de muitos problemas de importância prática da engenharia geotécnica (como penetração de cones, carregamento de estacas, ensaios pressiométricos e explosão de dispositivos em depósitos de solos) dependem muito da análise de expansão da cavidade. Os processos de expansão da cavidade são de dois tipos básicos: expansão de um raio finito e expansão de um raio nulo inicial, sendo usual utilizar diferentes tipos de análises para cada um dos casos.

As diferenças nas análises de expansão da cavidade têm presunções diferentes, tais quais as relações pressão-deslocamento vs pressão limite; formulações de pequenos deslocamentos vs grandes deslocamentos; elasticidade linear; plasticidade perfeita vs resposta não-linear do solo; Mohr-Coulomb vs outros critérios de plastificação; soluções de campo livre vs soluções para massas finitas de solo.

Salgado e Prezzi (2007) apresentam uma teoria baseada na teoria da expansão da cavidade para cálculo da resistência à penetração (q_c) em areias. Os autores apresentam uma excelente revisão histórica do estudo da expansão da cavidade. A pressão necessária para expansão da cavidade cilíndrica é função da tensão efetiva horizontal $\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$. Areias com uma dada tensão vertical efetiva podem ter diferentes valores de tensão horizontal, e, portanto, valores diferentes de q_c , caso valores de K_0 forem distintos. Ao longo da superfície cônica e do fuste do penetrômetro, onde deformações são grandes, ϕ é igual a $\phi_{crítico}$, tanto para areias que tem comportamento contrativo quanto para as que têm comportamento dilatativo. Próximo à superfície do cone, mas um pouco mais afastado da interface solo-aço, as tensões são muito altas e a areia pode sofrer quebra de grãos.

2.10. CÂMARA DE CALIBRAÇÃO

Ensaio de penetração de cone em câmaras de calibração laboratoriais fornecem os dados mais confiáveis e precisos para desenvolver correlações e calibrações baseadas no CPT. Em uma

câmara de calibração, uma grande amostra de solo é preparada com um peso específico uniforme e depois confinada. Um cone é então inserido na amostra de solo em uma taxa constante de penetração enquanto a resistência de ponta e o atrito lateral são medidos. Todo o procedimento é monitorado com equipamentos eletrônicos e conduzido em condições controladas em laboratório. Contudo, a maioria dos estudos de calibração do CPT em câmaras de calibração envolvem areias densas (Baldi *et al.* 1986; Been *et al.* 1987; Jefferies e Been 2006; Damavandi-Monfared e Sandrekarimi 2015), com poucas informações sobre o comportamento de areia fofas e medianamente compactadas, sendo que em nenhum deles é associado o carregamento cíclico do cone.

Historicamente, realizar ensaios de CPT em câmara de calibração com um cone padrão (diâmetro de 35,7 mm) envolve diâmetros muito grandes de câmara de calibração (tipicamente maiores de 1,2 m), podendo ser caros, trabalhosos e demorados, e com difícil controle da uniformidade da amostra (Parkin e Lunne 1982). Portanto, muitos estudos empregaram câmara de calibração em escala reduzida com a utilização de cones em miniatura (ABEDIN 1995, POURNAGHIAZAR *et al.* 2013, FONINI 2012).

Ensaio em câmaras de calibração são afetados pelos efeitos do tamanho da câmara (PARKIN e LUNNE, 1982). Para condições de tensão-controlada, um fator de correção empírica, CF, é aplicado para extrapolar condições de campo (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 2003).

$$CF = a(Dr)^b \quad (\text{equação 10})$$

Butlanska *et al.* (2010a) considera $a = 9 \times 10^{-5} R_d^{2,02}$ e $b = -0,565 \ln(R_d) + 2,59$

Sendo $R_d = D_c/d_c$ a razão entre o diâmetro da câmara de calibração, D_c , e o diâmetro do cone, d_c . Tem-se também, que

$$q_c^* = 23,19 \text{pa} \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0,56} e^{2,97Dr} \quad (\text{equação 11})$$

Sendo p_a a pressão atmosférica.

Os autores ainda afirmam que o efeito do tamanho da partícula em relação ao tamanho do cone pode afetar os resultados do CPT, para a realização de ensaios recomenda-se uma relação do diâmetro do cone em relação à partícula acima de 40.

Quanto maior a densidade relativa inicial e menor a tensão confinante, maior será a dilatação e mais pronunciado o efeito do tamanho das partículas (SALGADO *et al.*, 1998).

Parkin e Lunne (1982), considerando D_c o diâmetro da câmara e d_c o diâmetro do cone, observaram que para areias fofas ($D_r < 30\%$) a relação $D_c/d_c \geq 20$ é suficiente para efeito de borda ser negligenciável. Já para areias muito densas ($D_r \sim 90\%$) a condição $D_c/d_c \geq 50$ é necessária para minimizar o efeito de borda.

Cabe salientar que, diferentemente das câmaras de calibração usuais (Figura 27), a câmara de calibração utilizada nesta pesquisa é diferenciada, pois não sofre o efeito de deformação excessiva na borda devido à membrana. Nas câmaras de calibração usuais existe uma grande deformação das bordas por conta da pressão aplicada na membrana, que não ocorre nos ensaios desta pesquisa.

3. METODOLOGIA

A fim de cumprir os objetivos do presente estudo em andamento, foi desenvolvido um programa experimental com uma etapa inicial, onde foram realizados ensaios de validação através do equipamento simple shear e testes iniciais do miniCPT, e a segunda etapa onde foram realizados os ensaios mCPT cíclicos.

Os materiais empregados na pesquisa, a preparação das amostras e detalhes da execução são descritos a seguir.

3.1.MATERIAIS

3.1.1. Areia de Osório

O solo utilizado neste trabalho é conhecido como areia de Osório. Proveniente do município de Osório, no estado do Rio Grande do Sul, este solo possui várias propriedades semelhantes à de areias utilizadas em pesquisas na prática internacional. É uma areia fina quartzosa, proveniente de depósitos praias marinhos e eólicos e de retrabalhamento eólico atual da região costeira do estado do Rio Grande do Sul (SPINELLI, 1999, p. 34).

Segundo Casagrande (2005) e NBR 6502 (ABNT), a areia de Osório caracteriza-se por ser uma areia fina limpa e de granulometria uniforme, que tem o quartzo como material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmeinita, turmalina e magnetita. Não sendo observada a presença de matéria orgânica (SPINELLI, 1999).

A curva granulométrica do material, apresentada na Figura 39, foi determinada nos trabalhos de Festugato (2009) e Marques (2016), com resultados semelhantes.

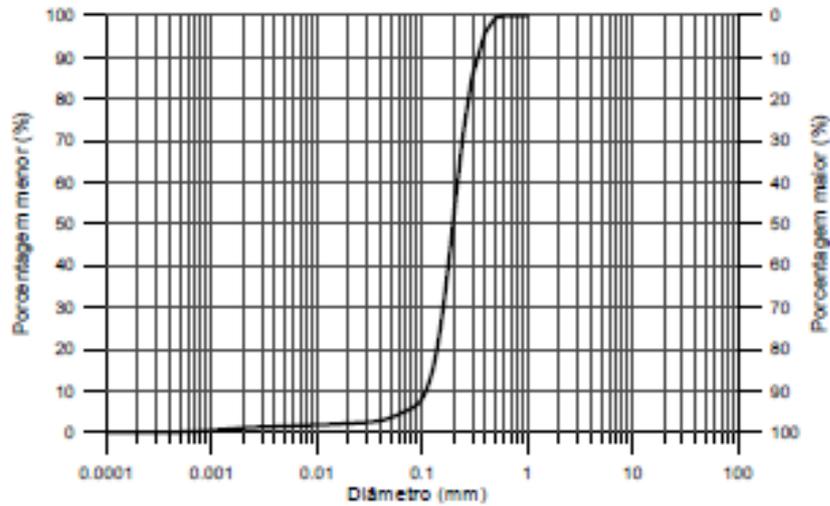


Figura 39- Granulometria da Areia de Osório (FESTUGATO, 2009)

Segundo Marques (2016) o peso específico dos grãos é de 2,65. O diâmetro efetivo (D_{50}) de 0,11 mm, tendo coeficientes de uniformidade e de curvatura de 2,11 e 1,15, respectivamente. O índice de vazios mínimo e máximo são de 0,6 e 0,9, respectivamente. Para esta pesquisa foi adotado o índice de vazios de 0,75 em todos os ensaios.

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos (γ_s)	26,5 kN/m ³
Coeficiente de uniformidade, C_u	2,11
Coeficiente de curvatura, C_c	1,15
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,11 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,20 mm
Índice de vazios mínimo, $e_{\text{mínimo}}$	0,6
índice de vazios máximo, $e_{\text{máximo}}$	0,9

Tabela 2 – Índices Físicos da Areia de Osório (MARQUES, 2016)

3.1.2. Preparação das amostras 500x500mm

Os corpos de prova que foram utilizados para a cravação do mini CPT (mCPT) foram moldados com areia seca e possuem 500 mm de altura e 500 mm de diâmetro. O ensaio é executado dentro da câmara de calibração, onde contém a amostra moldada com 500 mm de diâmetro, e é

detalhado no item 3.2. Este diâmetro foi determinado com intuito de reduzir ao máximo a influência das condições de contorno, para a altura buscou-se uma dimensão onde fosse possível produzir um resultado significativo, tendo em vista a cravação do mCPT (FONINI, 2012).

As moldagens foram realizadas diretamente sobre a sobrebase da câmara triaxial. Para que fosse possível a realização, uma membrana de látex de 2mm de espessura foi presa à sobrebase da câmara através de dois o-rings. Após a fixação da base da membrana, um molde metálico bipartido foi instalado de maneira que a membrana foi envolta com os o-rings pressionando-a, como mostrado na Figura 40. Após instalado o molde bipartido, para a fixação da membrana na parede do molde foi empregada uma bomba de vácuo durante toda a moldagem. Por fim, a membrana foi presa por mais um par de o'rings ao *topcap*. Antes do início da compactação do solo foi disposto um disco perfurado e sobre ele um geotêxtil, que desempenha a função de papel filtro.



Figura 40 – Moldagem dos CPs 500 x 500 mm

Para todos os corpos-de-prova foram adotadas as mesmas seqüências de moldagem, sendo caracterizada pela pesagem da areia, dividida em 5 camadas. Realizada a pesagem, ela é lançada no interior do molde e compactada (dinamicamente) até que a superfície da camada atinja a altura determinada. Assim que o corpo-de-prova é finalizado, posiciona-se o *topcap* juntamente com os o-rings, após a instalação do *topcap* o corpo-de-prova é totalmente isolado (Figura 41), após aplicada uma pressão de sucção na base - isolando o topo-, através de uma bomba de vácuo, para garantir a integridade do corpo de prova, em seguida retira-se o molde bipartido (Figura 42). Finalizada a moldagem, a câmara é fechada e aplicada uma pressão confinante, ao fim do processo a a bomba de vácuo é removida e os experimentos são iniciados.



Figura 41 – Moldagem CP 500 x 500 mm



Figura 42 – Moldagem CP 500 x 500 mm

3.1.3. Preparação das amostras do *simple shear*

A moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios *simple shear* é baseada na de Corte (2016). A moldagem foi realizada em um molde bipartido, a membrana de látex é posicionada junto ao molde, que é posto sobre o pedestal utilizado no ensaio. No interior da membrana são feitas marcações, sendo possível a realização da compactação em uma ou duas camadas. Como na preparação da amostra de 500 x 500 mm, para a fixação da membrana na parede do molde é empregada uma bomba de vácuo durante toda a moldagem. Dois o-rings são posicionados para a fixação da membrana ao pedestal da amostra, já com a colocação da pedra porosa e do papel filtro.

A areia é utilizada seca e, através das medidas de massa e da altura, a densidade relativa de 50% é atingida.

Ao terminar a compactação do corpo de prova, é posicionado o pedestal na câmara de cisalhamento, com extremo cuidado coloca-se o cabeçote, juntamente com a pedra porosa e o papel filtro, sobre a amostra de solo, ao mesmo tempo é aplicada uma pressão de vácuo de 10 kPa na amostra, para que seja possível a realização do ensaio (Figura 43). Aplica-se a pressão confinante e é removida a pressão da bomba de vácuo, em seguida será realizado o cisalhamento da amostra



Figura 43 – Moldagem CP *simple shear*

3.2. ENSAIOS DE MINICONE

Os ensaios de mini CPT (mCPT) foram realizados utilizando os equipamentos desenvolvidos por Fonini(2012).

O procedimento do ensaio monotônico é dividido em duas partes, primeiramente é feito o acoplamento do cravador e da ponteira à câmara triaxial, com a câmara fechada é removido o

selo do orifício de inserção da ponteira e acoplado sobre a câmara o cravador juntamente com a ponteira. A fixação do cravador na câmara ocorre por meio de dois parafusos. Realizada esta etapa, os cabos responsáveis são conectados pelo acionamento do motor de passo do cravador e o cabo da alimentação e a leitura dos sinais da ponteira. Após, realiza-se a cravação do mCPT, que ocorre com velocidade aproximada de 0,4mm/s, velocidade esta utilizada por outros estudos (SAMANIEGO, 2018).

3.3. ENSAIO DE MCPT CÍCLICO

O ensaio minicone cíclico (mCPTc) segue procedimento similar ao realizado no item 3.2, sendo controlado pelo *software SI Programmer™*, onde é possível controlar a amplitude e a frequência dos ciclos, permitindo realizar o caminho inverso da cravação. O mCPT foi cravado até profundidades previamente definidas (150, 250 e 350 mm) onde, então, o ensaio cíclico é iniciado na direção do solo onde ainda não houve a cravação do equipamento. O procedimento é ilustrado na Figura 44.

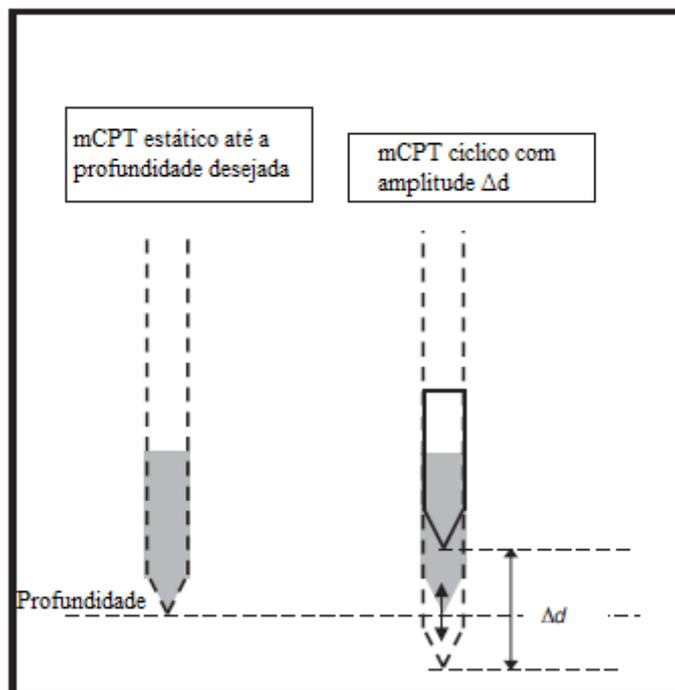


Figura 44 – Procedimento do ensaio minicone cíclico (adaptado de DIAMBRA, 2014)

Sendo um resumo esquemático dos ensaios realizados, não contando as repetições, apresentado abaixo na Tabela 3:

Tabela 3 – Resumo dos ensaios mCPT cíclicos

CONFINANTE (kPa)	AMPLITUDE (mm)	VELOCIDADE (mm/s)	FREQUÊN CIA (Hz)
30	0,5	0,4	0,4
30	0,5	1,2	1,2
30	2	0,4	0,1
30	4	0,4	0,05
30	4	1,2	0,15
100	1	0,4	0,2
100	2	0,4	0,1
200	2	0,4	0,1
400	1	0,4	0,2

As amplitudes dos ensaios variaram de 0,5 até 4,0 mm e, a deformação imposta (amplitude pelo comprimento do fuste), na faixa de 2,5 até 20%. Tais valores foram limitados pela capacidade do sistema de cravação. Para aquisição de dados foi utilizado um valor mínimo de 15 a 20 pontos por ciclo (como exemplo, um ensaio a frequência de 5 Hz, a taxa de aquisição deveria estar entre 75 a 100 Hz) (SAMANIEGO, 2018).

3.4. ENSAIO SIMPLE SHEAR

Foram realizados ensaios *simple shear* com carregamento monotônico, para validação da areia a ser utilizada pelos ensaios cíclicos do mCPT.

Foram realizados ensaios em amostras com densidade relativa igual a 50% (índice de vazios 0,75). As tensões de confinamento foram de 50, 100 e 150 kPa, para carregamentos monotônicos. Os carregamentos foram realizados a uma taxa de 0,1mm/s.

3.5. CALIBRAÇÃO DO MCPT

Para a realização da calibração da célula de carga do mCPT foi utilizado um suporte metálico, com o objetivo de manter o conjunto haste/cone no prumo. Uma prensa com um anel dinamométrico de 10 kN, juntamente com o sistema de aquisição e o computador utilizado na pesquisa, como apresentado na Figura 45, foram necessários para a realização da calibração.



Figura 45 – Procedimento de calibração da célula de carga da ponta do minicone.

Com o sistema em funcionamento, a aquisição foi realizada através de uma rotina no software *LabView*. Para a calibração da ponta do cone, foi posicionada uma pequena peça com um encaixe exato, confeccionada em latão, para que não houvesse danos devido ao acréscimo de carga sobre o sistema. Para a realização da calibração do fuste, o encaixe de latão e a ponteira foram removidos, sendo apoiados diretamente sobre o suporte de aço, a aplicação de carga

ocorreu de maneira similar à ponta, por compressão. Acabada a calibração foram realizados os ensaios.

Nas Figura 46 e Figura 47 são apresentadas as calibrações realizadas. A visível dispersão nos valores deve-se à calibração ter sido realizada à compressão, onde possivelmente foram geradas através de pequenas excentricidades na aplicação da carga.

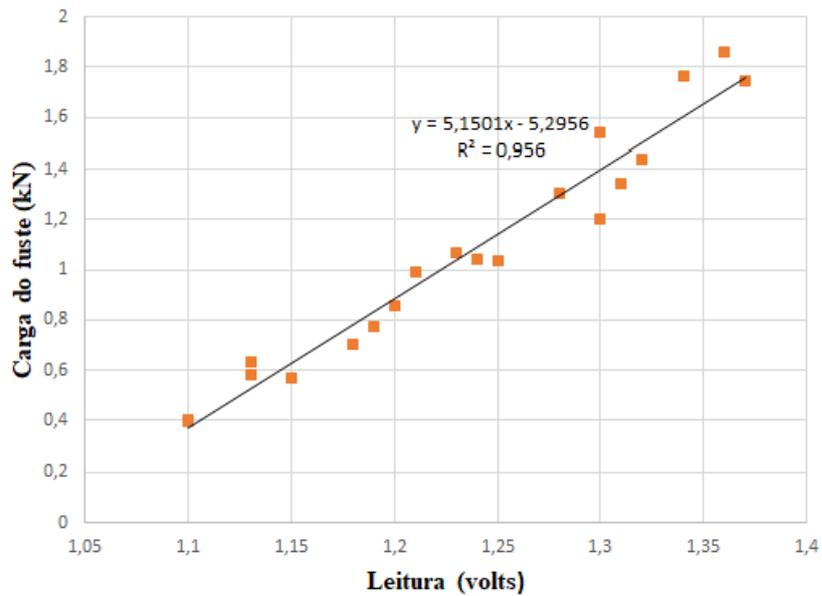


Figura 46 – Curva de calibração do fuste.

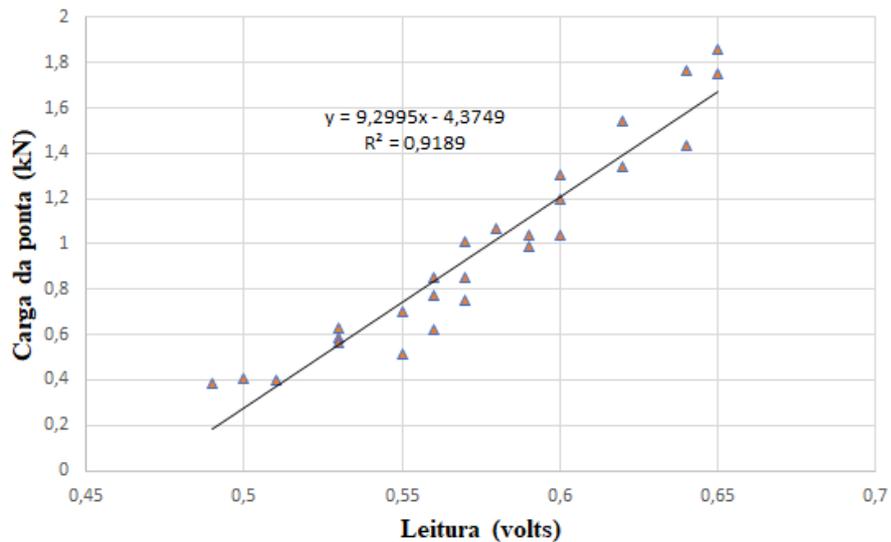


Figura 47 – Curva de calibração da ponta.

4. RESULTADOS

4.1. ENSAIOS TESTE

Inicialmente foi realizado um ensaio para os testes de moldagem e para verificação de funcionamento dos equipamentos. O ensaio teste de minicone estático, após aplicado o fator de correção sugerido por Tumay e Kurup (2001) através da equação 9, está apresentado na Figura 48.

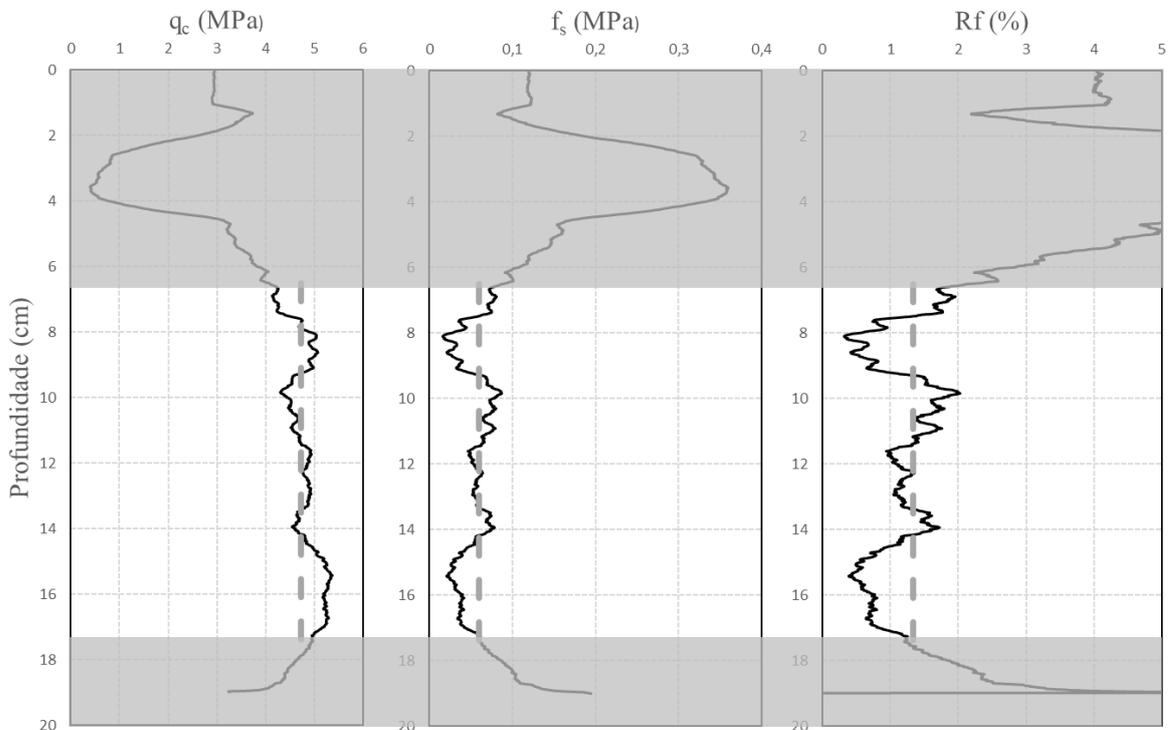


Figura 48 – Ensaio de minicone com tensão confinante de 100 kPa

Analisando o ensaio, foram obtidos os seguintes valores médios para q_c , f_s e R_f , respectivamente: 4,7 MPa; 0,06MPa; e 1,33%. Os valores se mostram similares quando comparados com os de Fonini (2012), que realizou ensaios de minicone no mesmo material e o mesmo foi classificado como uma areia conforme a classificação proposta por Robertson e Campanella (1983).

Na Figura 49, estão apresentadas as curvas de tensão cisalhante, τ , versus tensão vertical efetiva, $\sigma'_{v.}$, obtidas a partir dos ensaios *simple shear*. Para a análise do parâmetro de resistência, ϕ' , foi traçada uma reta de ajuste nos pontos de máxima tensão de cisalhamento para cada uma das tensões verticais efetivas iniciais. O ângulo de atrito interno obtido foi de $35,5^\circ$ e o intercepto coesivo zero.

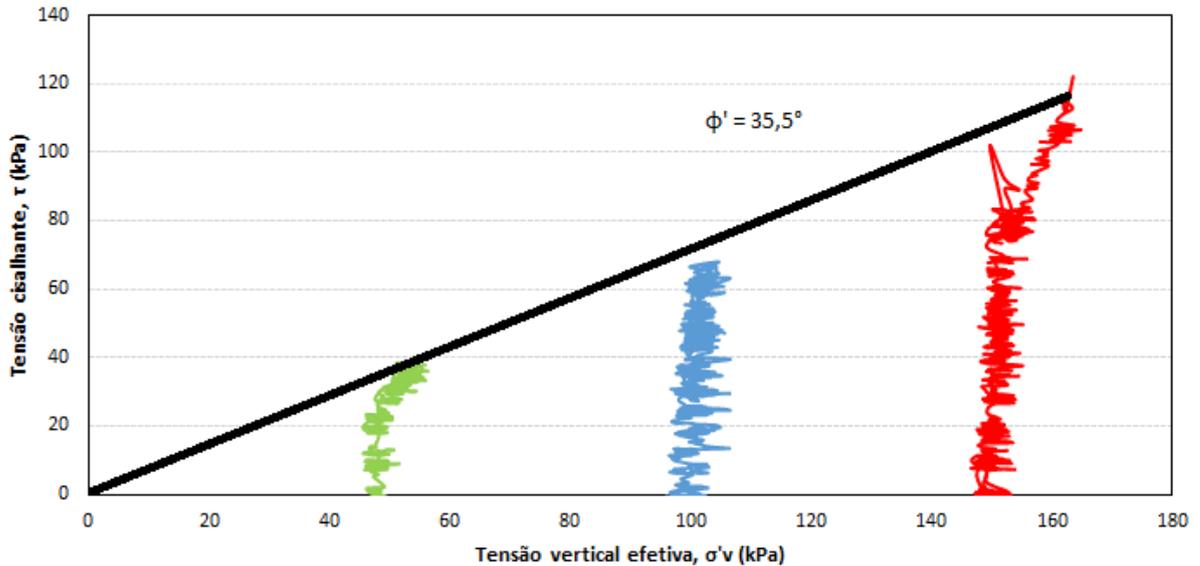


Figura 49 – Curva tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva

Baseando-se na análise de Corte (2016), que investigou o mesmo material, o ângulo de atrito interno efetivo obtido nos ensaios realizados no equipamento *simple shear* é condizente com os valores de referência encontrados pela autora.

4.2. MINICONE ESTÁTICO

Para cada moldagem foram definidas de duas a três profundidades de parada para realização dos ensaios cíclicos. Desta forma, para cada moldagem foram realizados de dois a três trechos de ensaios estáticos sem pausa, em profundidades distintas entre si em cada moldagem.

Os ensaios estáticos auxiliam na interpretação dos resultados e na avaliação de influências da velocidade de cravação. De todo modo, as areias secas possuem o comportamento drenado e, desta forma, a velocidade de aplicação de carga não deveria ter maiores influências nos resultados (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Os resultados apresentados seguem sempre o mesmo padrão: no eixo das ordenadas a profundidade e no eixo das abcissas a resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e R_f (f_s/q_c em %).

Para um ensaio realizado com tensão confinante de 100 kPa e velocidade de cravação de 0,4 mm/s, obtiveram-se valores médios de ponta de 6, 8 e 9 MPa para os pontos de parada 1, 2 e 3, respectivamente. A resistência do fuste, todavia, manteve-se mais constante, com um valor médio de 200 kPa . A variação obtida no resultado da resistência de ponta é, possivelmente, influência da compactação da amostra

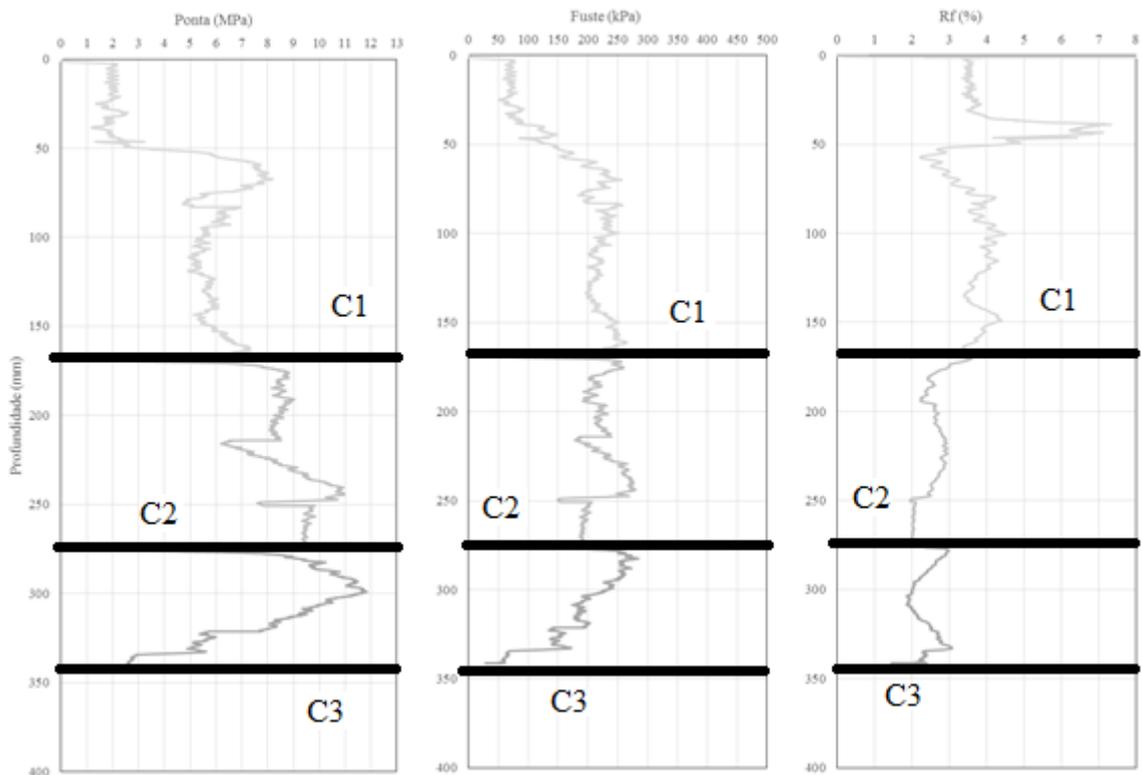


Figura 50 – Ensaio estático - Confinante 100 kPa

Para um ensaio realizado com tensão confinante de 30 kPa e velocidade de cravação de 0,4 mm/s, obtiveram-se valores médios de ponta de 5 MPa. Já para o fuste, encontrou-se um valor médio de 150 kPa.

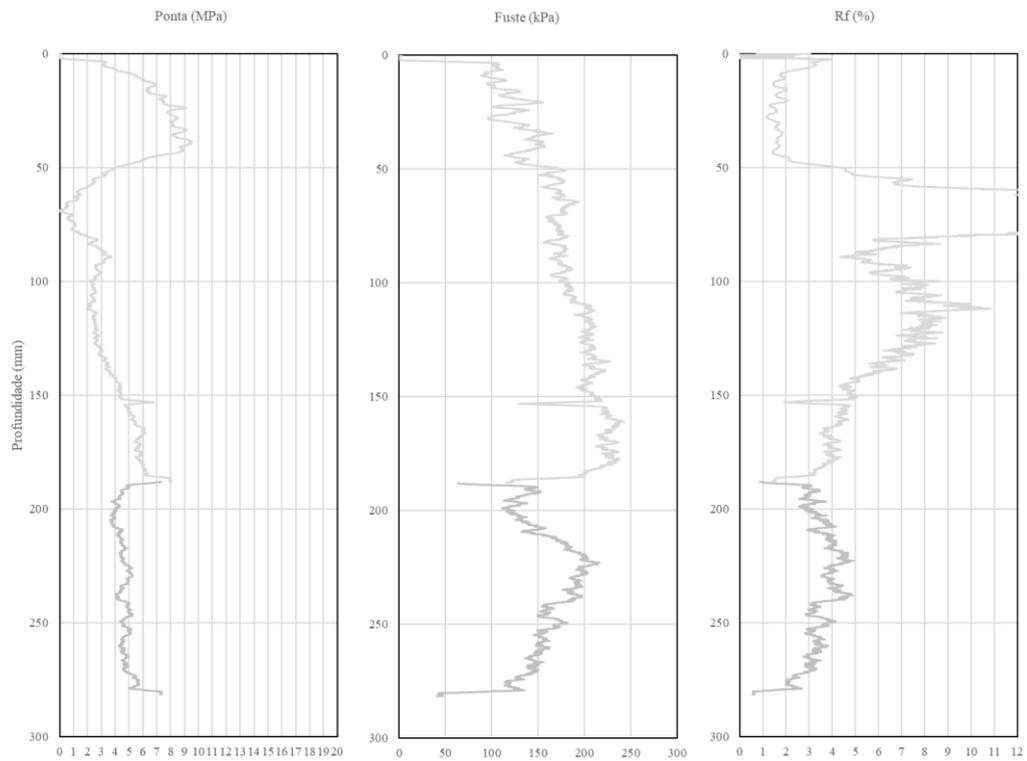


Figura 51 – Ensaio estático - Confinante 30 kPa

Foi realizada uma tentativa de ensaio com a pressão confinante de 400 kPa, conforme figura a seguir:

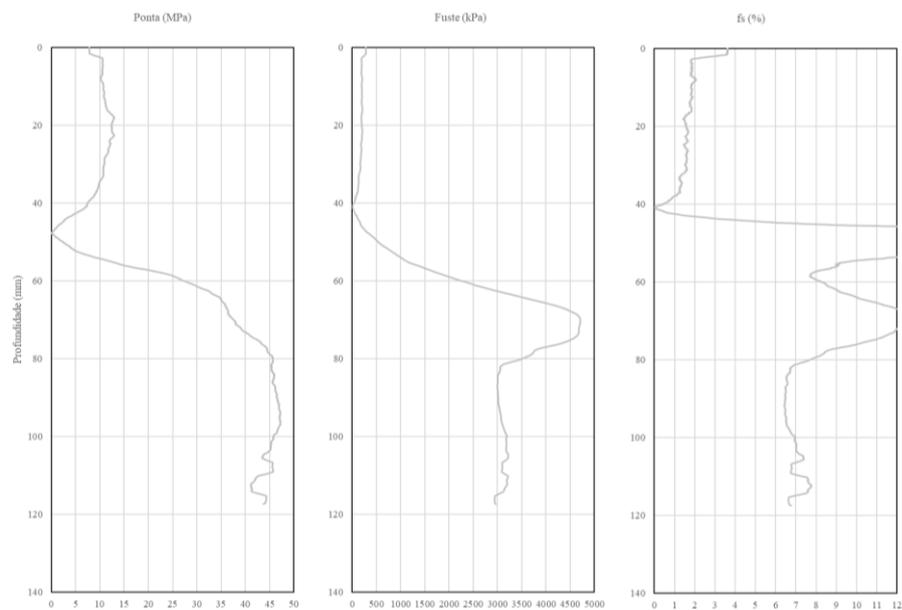


Figura 52 – Ensaio estático – confinante 400 kPa

O ensaio não pôde ser concluído antes do final previsto, devido ao fato de o cone estar funcionando no limite de sua capacidade, e o motor não possuir torque suficiente para continuar a cravação.

Em 5 moldagens foi realizada a recravação do cone. O processo aconteceu após a realização dos ensaios cíclicos. Sem a remoção da ponteira e do fuste, o cone é levado até a profundidade inicial e é reiniciado o processo de cravação. O resultado de uma recravação é apresentado a seguir:

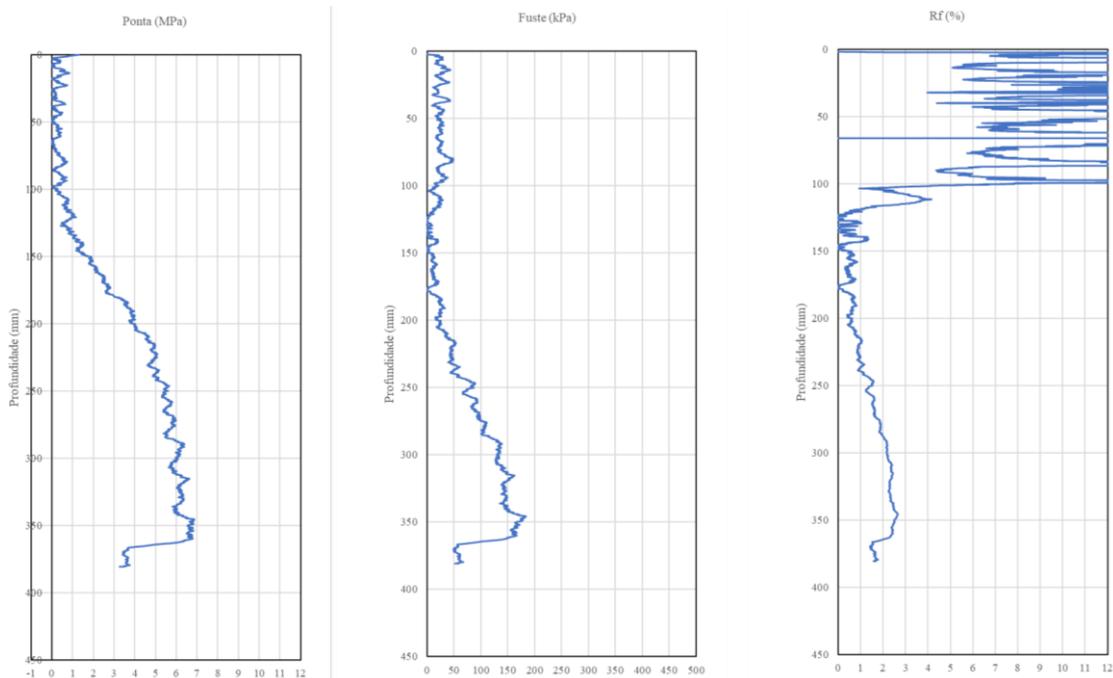


Figura 53 – Ensaio de recravação do minicone

Durante a retirada do cone, a areia vai sendo depositada no espaço vazio criado pela remoção do cone, as partículas de areia são rearranjadas e o maciço tende a ser menos compacto próximo ao fim do processo de retirada, no topo da amostra. Com o ensaio, foi observado que esta areia tende a ser mais compacta no fundo da amostra e apresenta valores similares ao valor do ensaio estático regular nesta região.

Os ensaios cíclicos são apresentados nas próximas figuras e seguem a seguinte nomenclatura:

CONFINANTE(kPa)_AMPLITUDE(mm)_velocidade(mm/s)

As legendas das figuras têm as seguintes nomenclaturas: cf1, cf2 e cf3, os quais representam qual o número do ensaio dentro de uma mesma amostra, sendo cf1 o primeiro ensaio cíclico, cf2 o segundo ensaio cíclico e cf3 o terceiro ensaio cíclico.

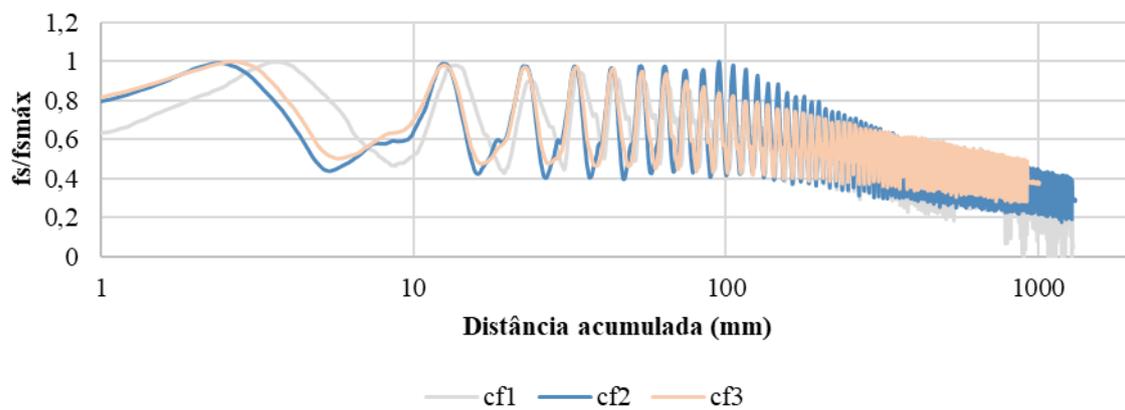


Figura 55 – Ensaio cíclico – 100_2_0,4

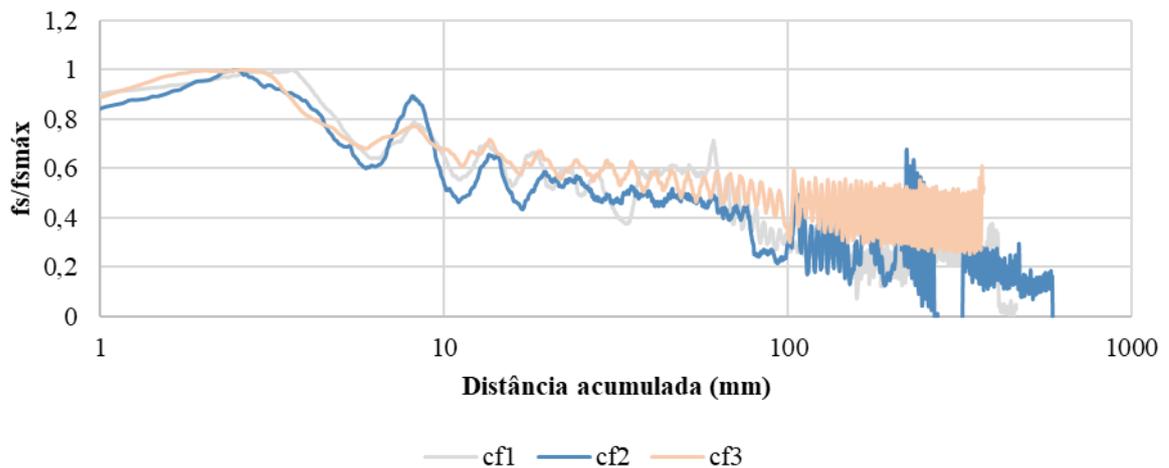


Figura 56 – Ensaio cíclico – 100_1_0,4

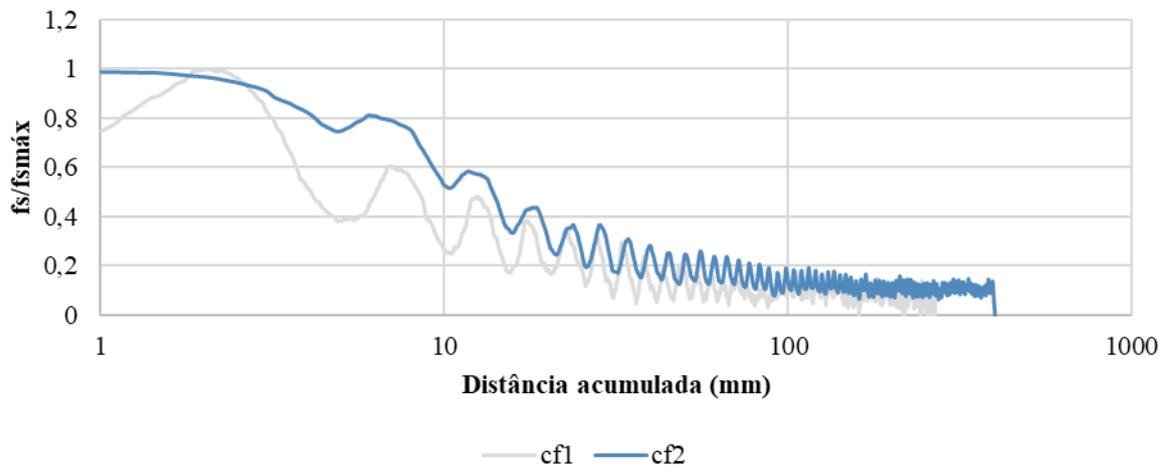


Figura 57 – Ensaio cíclico – 150_2_0,4

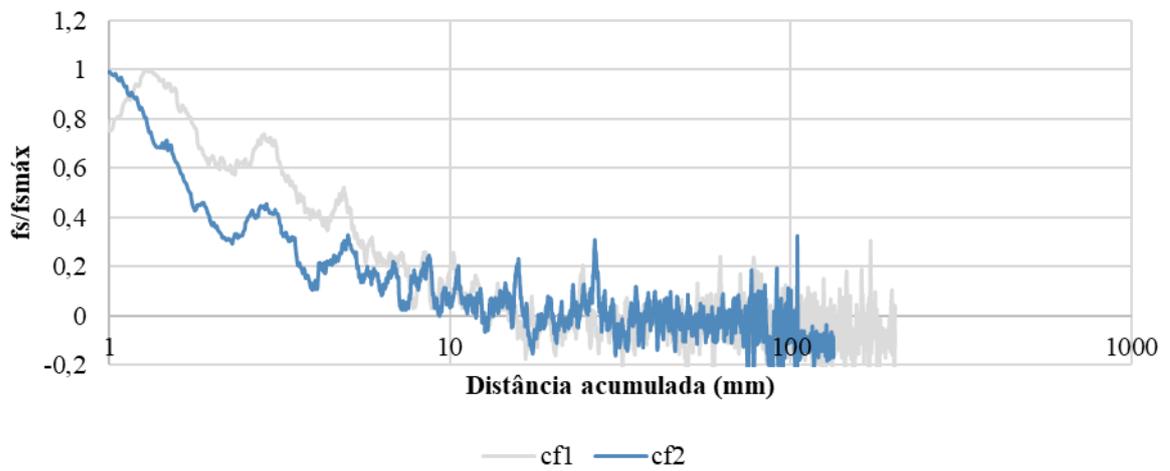


Figura 58 – Ensaio cíclico – 150_1_0,4

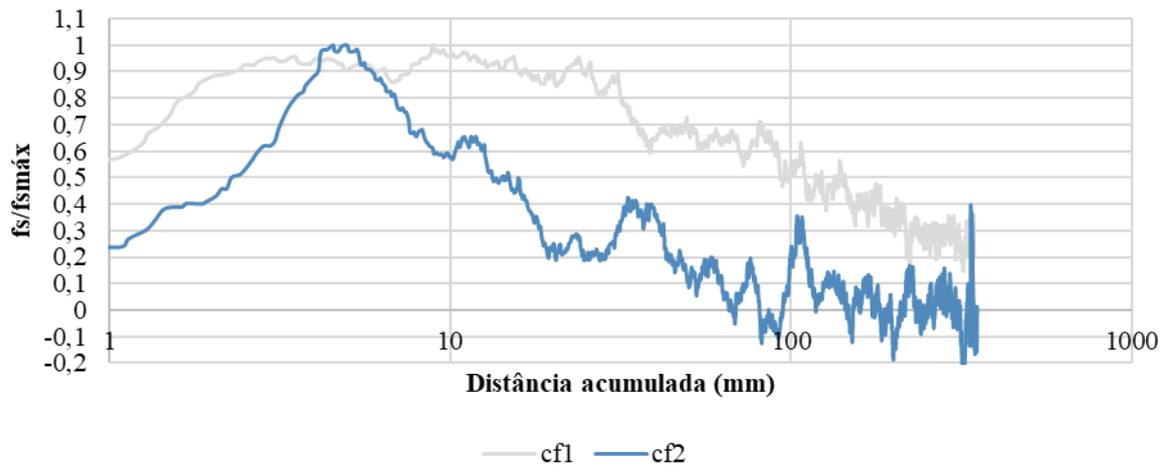


Figura 59 – Ensaio cíclico – 100_2_0,4

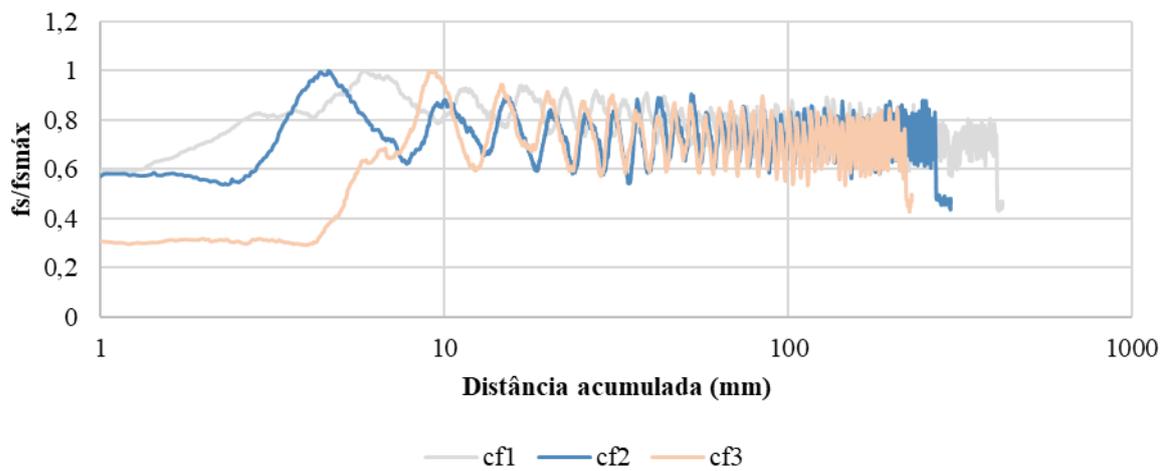


Figura 60 – Ensaio cíclico – 200_2_0,4

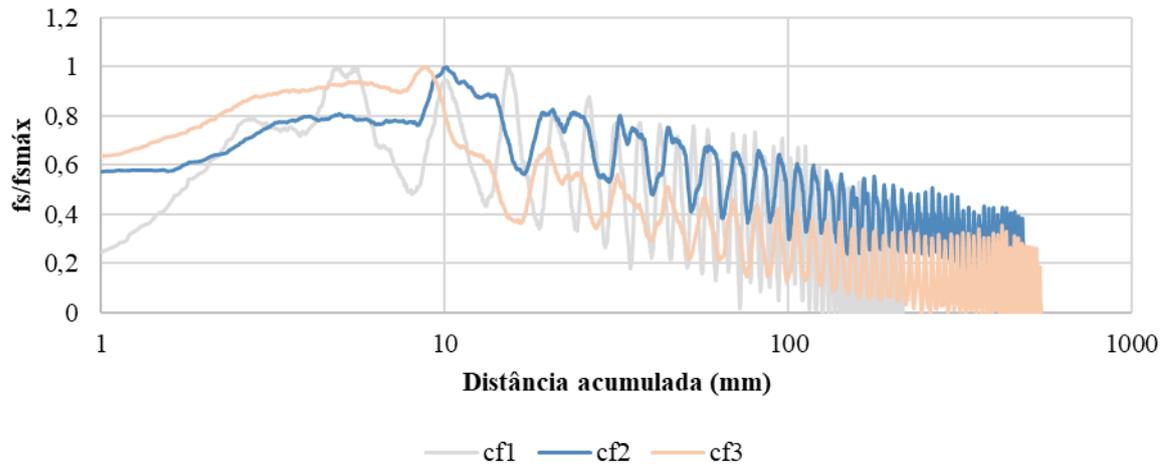


Figura 61 – Ensaio cíclico – 30_2_0,4

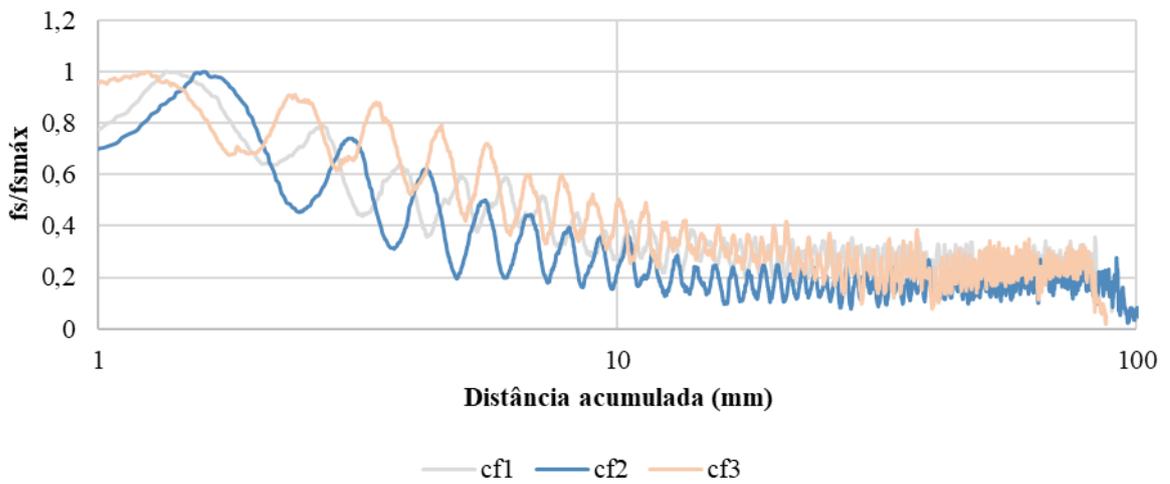


Figura 62 – Ensaio cíclico – 30_0.5_0,4

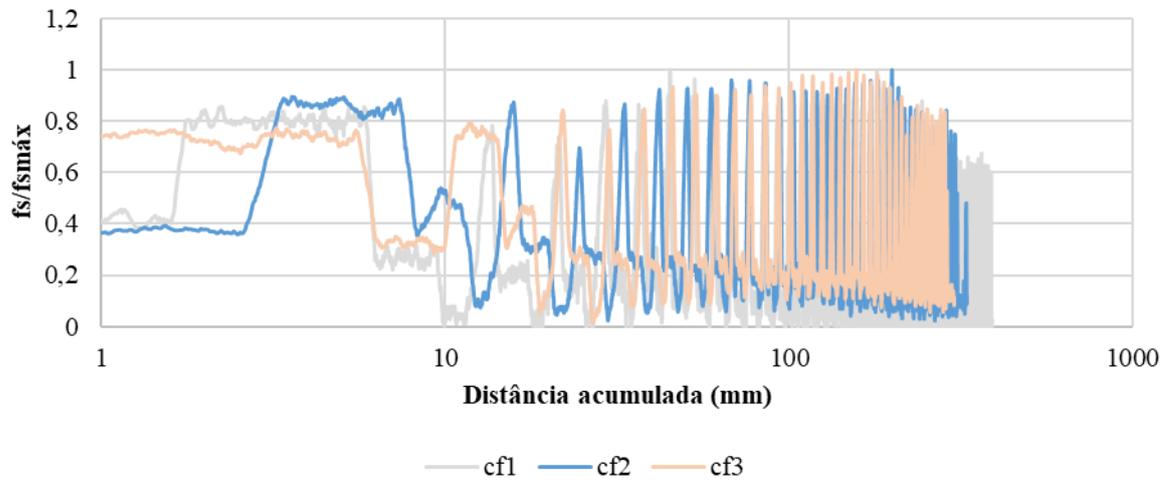


Figura 63 – Ensaio cíclico – 30_4_0,4

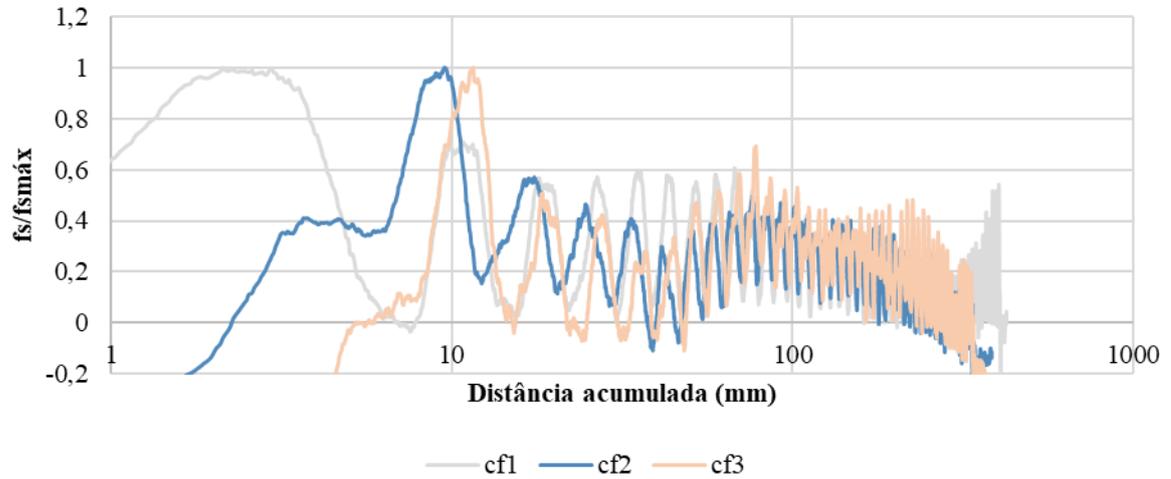


Figura 64 – Ensaio cíclico – 30_4_1,2

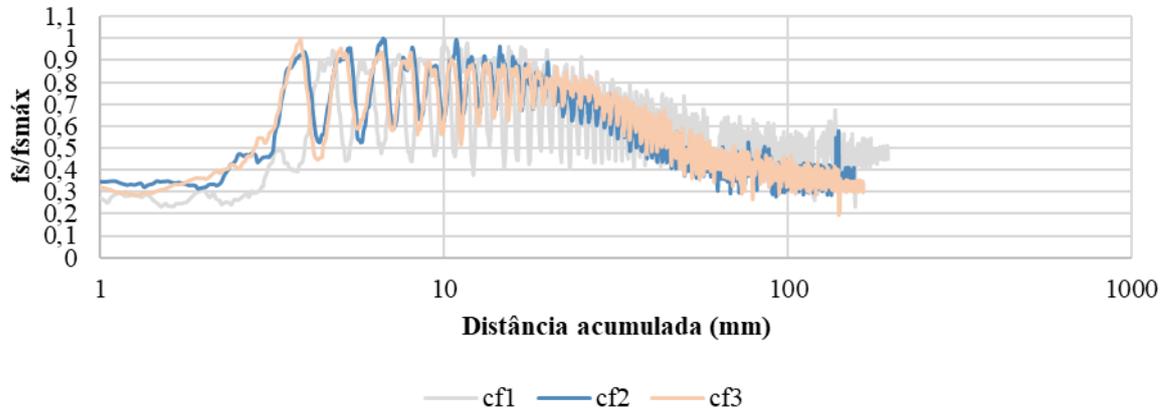


Figura 65 – Ensaio cíclico – 30_0.5_1,2

Observou-se, em todos os ensaios, a degradação do atrito lateral conforme o aumento do número de ciclos. Este comportamento encontra-se de acordo com Basu *et al.* (2011), que afirmam que, ao fim de cada incremento de carga reversa, há uma perda de tensão confinante, gerando uma redução até o limite da resistência do fuste.

Percebeu-se que para os ensaios cíclicos, o primeiro ciclo é onde a resistência atinge seu valor máximo e, após atingida a resistência máxima, o atrito lateral tem uma queda brusca até os 10 primeiros ciclos, onde cerca de 50% da degradação total é atingida. Em sequência, a taxa de degradação do atrito lateral diminui, de forma que a curva se aproxima de uma assíntota a partir de, aproximadamente, 30 a 80 ciclos.

Nos primeiros ciclos há um acréscimo na resistência do fuste quando comparado ao valor do ensaio estático (f_s). Este acréscimo é 1,5 vezes superior ao ensaio estático, sendo ele explicado pela variação de K durante o carregamento, e corresponde à tendência do solo próximo à estaca dilatar durante o cisalhamento. A dilatância é parcialmente impedida pela massa de solo próxima à estaca e leva ao aumento da tensão, conforme Boulon e Foray (1986).

Conforme há o avanço no número de ciclos, existe a tendência da estabilização da queda de resistência, onde é observado um valor final que se mantém com pouca variação a partir de 30

ciclos até o fim do ensaio. O número de ciclos para a atingir a estabilização do atrito lateral não foi alterado pela amplitude dos ciclos, ou seja, um aumento da superfície de deslizamento não gerou influência para a estabilização do valor do fuste.

O número de ciclos foi o fator que mais influenciou a degradação do atrito lateral. Muito embora as contribuições de Poulos (1989 e 1991) apontem que a degradação do atrito lateral é função também do deslocamento absoluto da superfície de deslizamento, não foi observada esta tendência na análise dos resultados da presente pesquisa. A não observação desta tendência pode ter sido em função da limitação das amplitudes para os ensaios devido à capacidade do sistema. Outro fator estudado foi o aumento na velocidade de cravação, que não demonstrou alterar nem o nível de resistência nem o padrão da degradação da resistência do fuste.

A redução do atrito lateral com o aumento do número de ciclos é explicada por Fakharian e Evigin (1997) pela redução da tensão efetiva com o aumento do número de ciclos, e pelo deslocamento realizado na interface de deslizamento em que a compressão da areia pode resultar na redução da tensão normal. As zonas de ruptura irão dilatar até alcançar o estado crítico, no qual a deformação cisalhante continua sem variação de volume (BOLTON, 1986).

Para quatro ensaios foram realizados novos ensaio ao fim dos ciclos. Ao fim dos ensaios, foram duplicadas e triplicadas as amplitudes iniciais, com objetivo de verificar a zona de influência gerada pelo ensaio cíclico, Figura 66. Nestes ensaios, todavia, não foi observada nenhuma variação do atrito lateral, cujo valor manteve-se constante durante todo o ensaio e de igual magnitude ao verificado no ensaio imediatamente anterior.

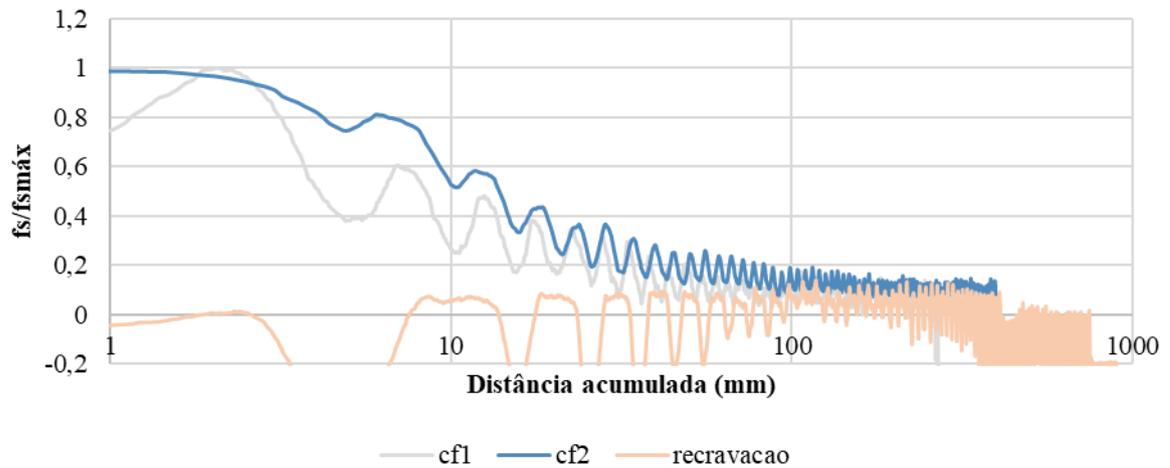


Figura 66– Ensaio cíclico – 150_2_0,4 com recravação

Na Tabela 5 é apresentado um resumo dos valores finais da resistência lateral normalizados pelos valores máximos de resistência lateral atingidos no ensaio cíclico, um resumo dos valores apresentados nas figuras deste capítulo. No geral, os valores finais normalizados têm média de 0,30 e a grande maioria dos valores está contida na faixa de 0,10 a 0,60.

Conforme já exposto neste capítulo, a resistência do fuste do ensaio cíclico é superior à resistência do fuste do ensaio estático, a Tabela 4 sintetiza estes valores. O valor médio da relação entre $f_{s\text{máx}}/f_{s\text{estático}}$ é de 1,5 e varia majoritariamente entre 1,1 até 2,0 vezes.

Tabela 5 – Resumo dos valores cíclicos normalizados

CONFI NANTE (kPa)	C1 fs.final/fs.max	C2 fs.final/fs.max	C3 fs.final/fs.max
100	0,21	0,52	0,50
100	0,27	0,21	0,48
150	0,08	0,13	
150	0,07	0,00	
100	0,31	0,01	
200	0,76	0,81	0,73
400	0,63		
30	0,35	0,40	0,27
30	0,30	0,22	0,28
30	0,13	0,10	0,20
30	0,59	0,43	0,41

Tabela 4 – Resumo dos valores cíclicos iniciais normalizados pelo estático

CONFI NANTE (kPa)	C1 fs.estático/fs.max	C2 fs.estático/fs.max	C3 fs.estático/fs.max
100	1,63	2,43	2,14
100	1,18	1,32	2,00
150	1,10	1,27	
150	1,05	1,15	
100	1,64	1,50	
200	1,25	1,67	1,83
400	1,33	1,67	1,50
30	1,15		
30	1,10	1,11	1,08
30	2,13	2,04	1,88
30	1,48	1,67	1,46

Este trabalho definiu resistência cíclica como a diferença entre o valor máximo e mínimo para cada ciclo.

Para a análise da resistência do fuste cíclica (fs.cíclica) foi utilizada uma rotina, no programa MATLAB, para identificação e caracterização dos picos dos ciclos. Através da função *findpeaks*, retorna um vetor com os máximos locais (picos) do sinal de entrada. Um pico local é uma amostra de dados que possui os maiores valores em um dado tempo de aquisição.

A projeção do pico é a mínima distância vertical que o sinal precisa diminuir de cada lado do pico até ou subir novamente para um nível mais alto que o pico ou atingir o valor final.

A projeção do pico mede o quanto o pico se projeta em função da sua altura intrínseca e a sua localização relativa aos outros picos. Na Figura 67 está apresentada a maneira de como a função funciona, para uma dada extensão é procurada uma projeção com os máximos e mínimos valores.

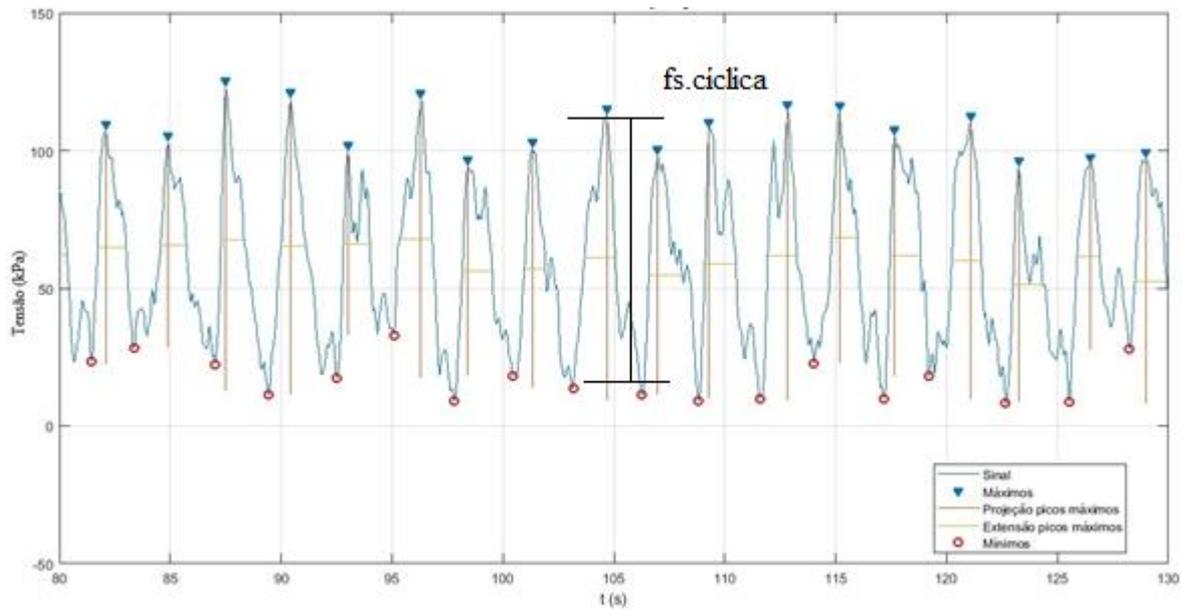


Figura 67 – Exemplo de dados obtidos pela função

Para a análise da variação de tensão entre pontos máximos e mínimos serão utilizados os ensaios com a tensão confinante de 30 kPa, pois estes ensaios possuem uma faixa maior de variação de condicionantes (velocidade de cravação e amplitude do ciclo).

Seguindo um mesmo padrão de apresentação dos resultados, são apresentados os resultados para o valor entre a diferença de valores entre pontos máximos e mínimos e os mesmo resultados normalizados pelo maior valor obtido durante o ensaio cíclico.

A primeira análise realizada é para o ensaio com amplitude intermediária, com valor de 2mm, conforme resultado apresentado na Figura 68.

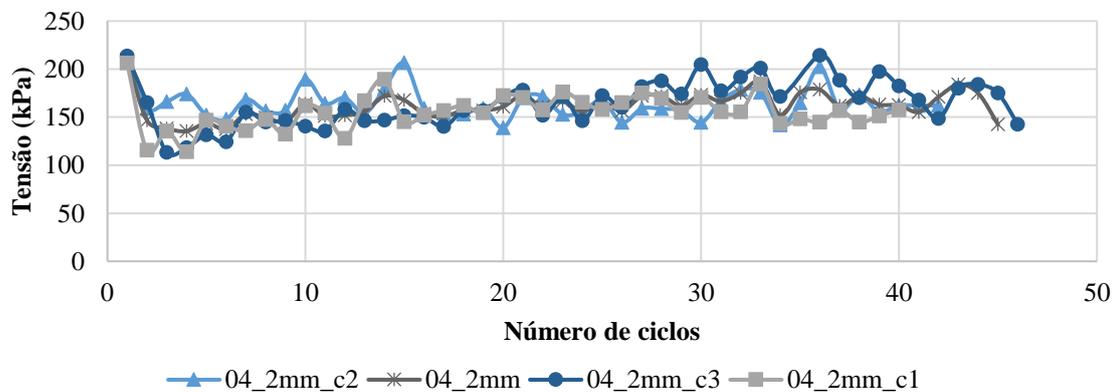


Figura 68 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 2mm

Para este ensaio, percebe-se um valor de pico inicial, havendo um decréscimo da tensão cíclica para seu menor valor logo após o primeiro ciclo. Após atingido o menor valor, a resistência cíclica tende a crescer até o valor se estabilizar, o valor final do ensaio chega a em um patamar similar ao inicial.

A Figura 69 apresenta o ensaio com os valores normalizados. Através da figura pode-se perceber que o menor valor da resistência normalizada está na faixa de 60% do valor máximo, e o valor final na faixa de 80% do valor máximo.

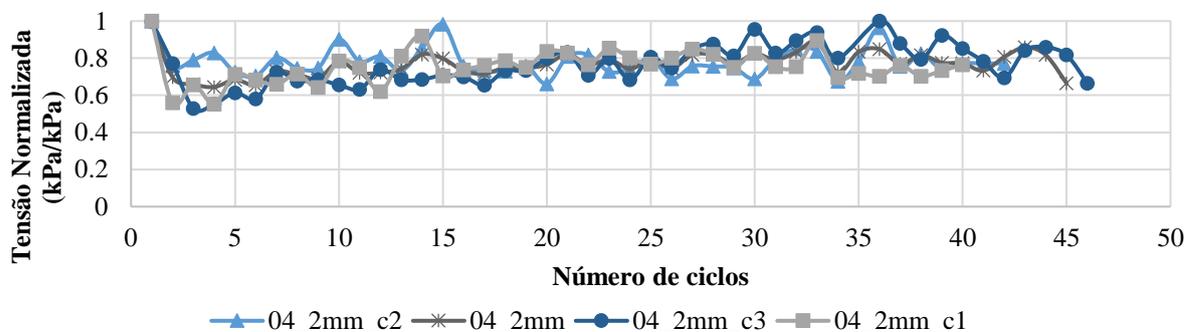


Figura 69 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 2mm - Normalizado

Para a análise dos ensaios realizado com as maiores amplitude, serão utilizadas as Figura 70 e Figura 71. Na Figura 70, o menor valor da resistência cíclica do ensaio é o inicial, este valor inferior é seguido de um acréscimo, seguindo um comportamento similar ao que ocorreu para a amplitude intermediária, onde houve um aumento da resistência cíclica.

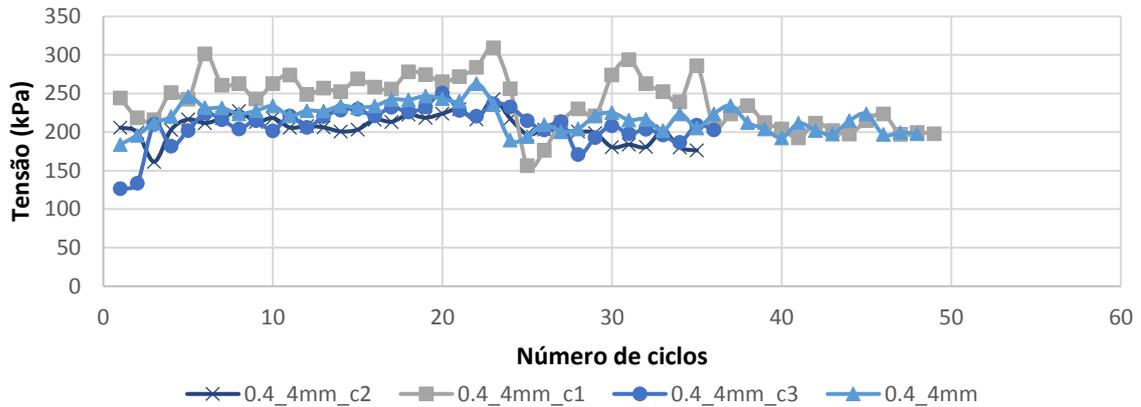


Figura 70 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 4mm

Para o ensaio realizado com a mesma amplitude de 4 mm, mas com a velocidade de cravação de 1,2 mm/s, o comportamento apresentado difere, conforme Figura 71. O ensaio apresenta um valor inicial de pico, com uma queda brusca nos primeiros três ciclos.

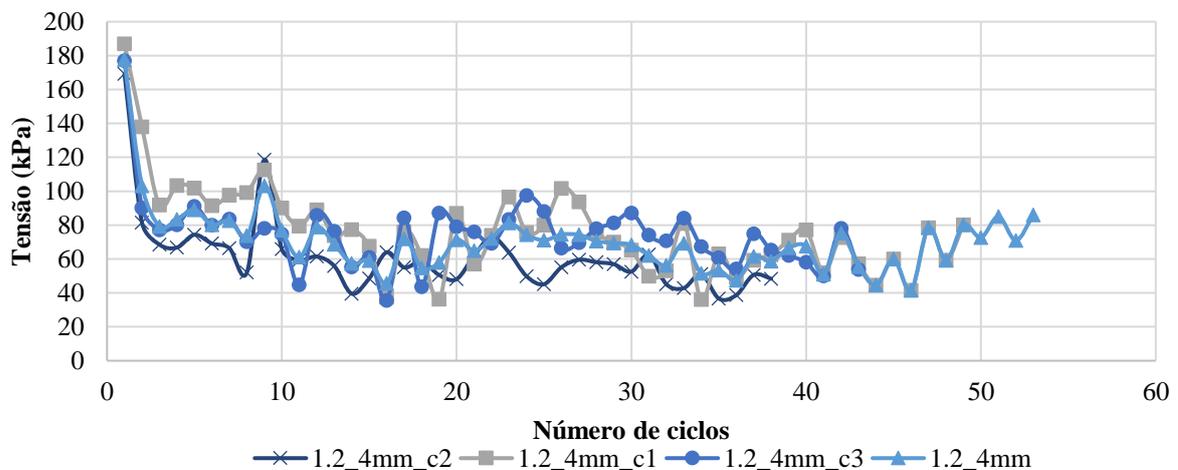


Figura 71 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 4mm

Da mesma forma, nas Figura 72 e Figura 73, são apresentados os resultados normalizados pelo valor máximo. O ensaio com a velocidade de cravação de 0,4 mm/s apresentou uma tendência de pouca variação da tensão cíclica durante todo o ensaio. Para o ensaio com velocidade de cravação de 1,2 mm/s, a tendência de pouca variação da tensão só ocorre após o terceiro ciclo.

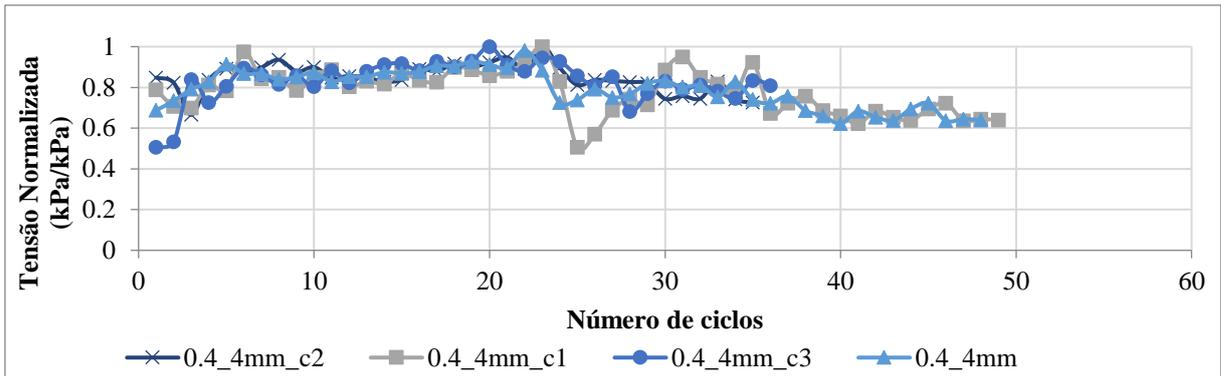


Figura 72 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 4mm - Normalizado

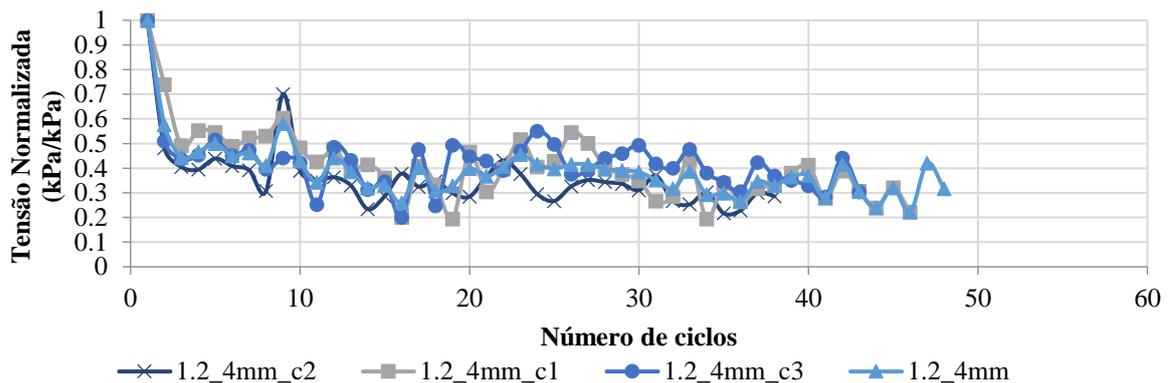


Figura 73 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 4mm - Normalizado

O comportamento dos ensaios com menor amplitude segue um mesmo padrão. O valor inicial da resistência é o mais elevado, havendo uma queda gradual da resistência até atingir um patamar semelhante à uma assíntota. O maior contraste percebido quando estes ensaios são comparados com os de maior amplitude é a estabilização da resistência, enquanto os ensaios com amplitude maior levam poucos ciclos (3) para a resistência atingir um patamar muito próximo ao final, os ensaios de menor amplitude (0,5 mm) o número de ciclos para que a resistência chegue próxima à final é de 8 ciclos ou mais.

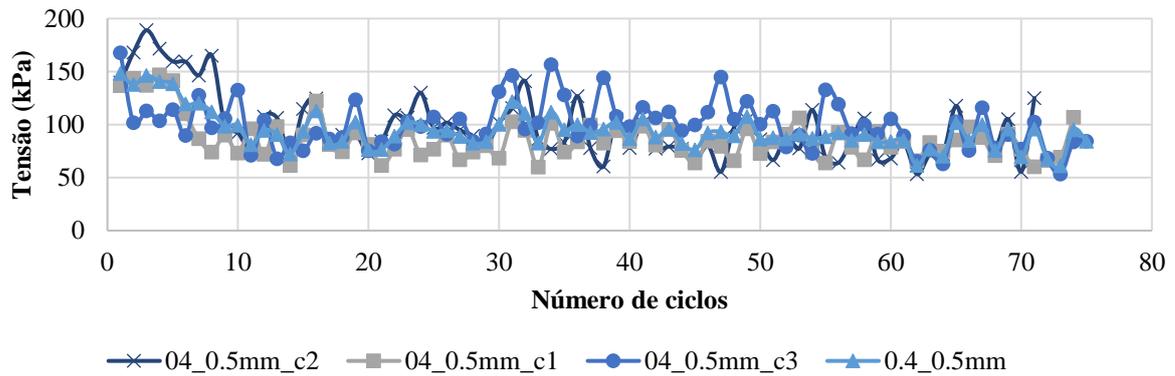


Figura 74 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 0,5mm

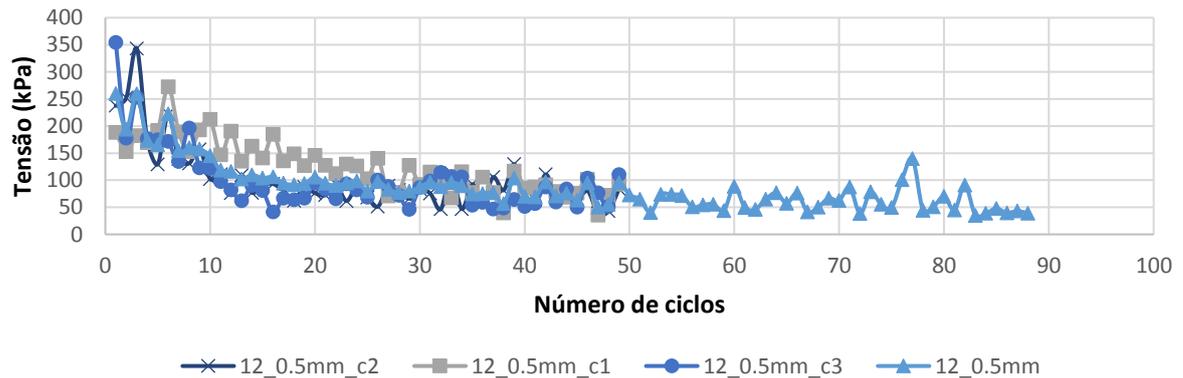


Figura 75 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 0,5mm

Realizando a normalização dos ensaios, conforme Figura 76 e Figura 77, o comportamento seguiu o mesmo padrão do ensaio sem normalização.

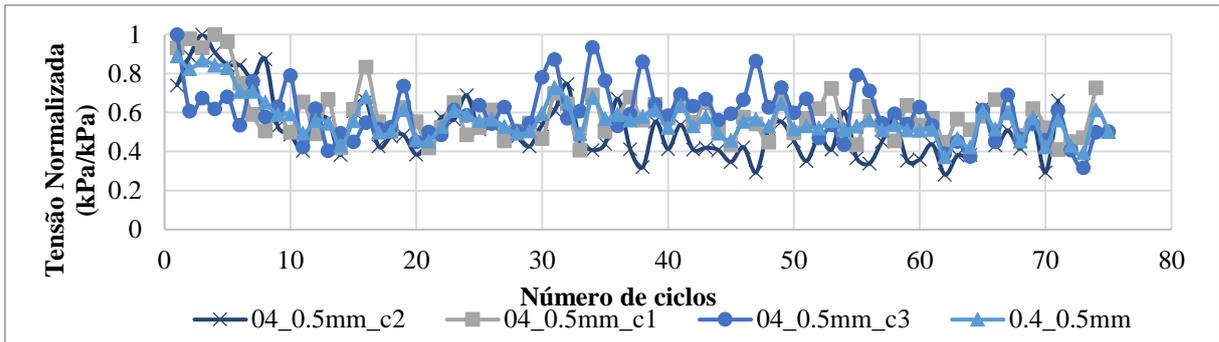


Figura 76 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude 0,5mm - Normalizado

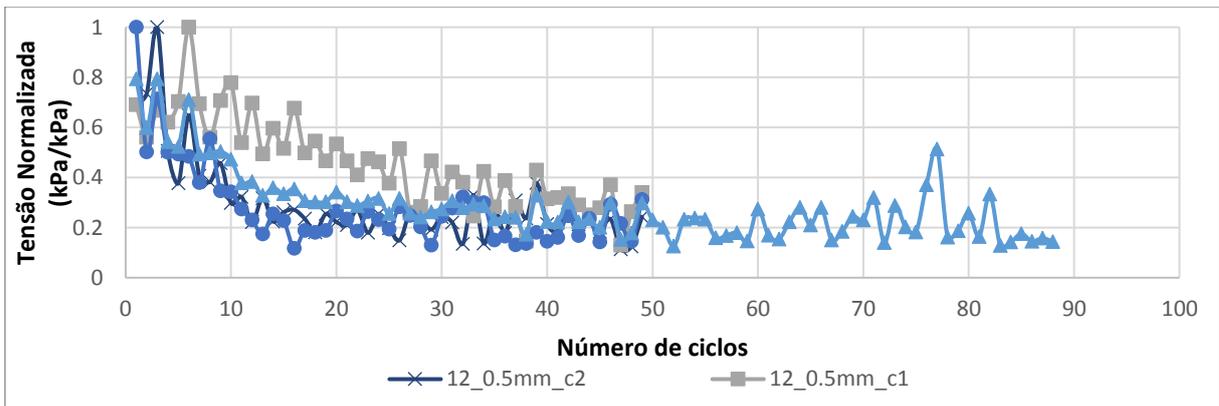


Figura 77 – Ensaio com confinante de 30 kPa, velocidade de cravação 1,2 mm/s e amplitude 0,5mm - Normalizado

Para uma melhor comparação dos resultados realizados com a tensão confinante de 30 kPa, os valores médios de cada moldagem são plotados em uma mesma figura. Na Figura 78 percebe-se que os valores de pico ocorrem nos primeiros ciclos, com exceção do ensaio com amplitude de 2 mm e um ensaio de amplitude de 4 mm.

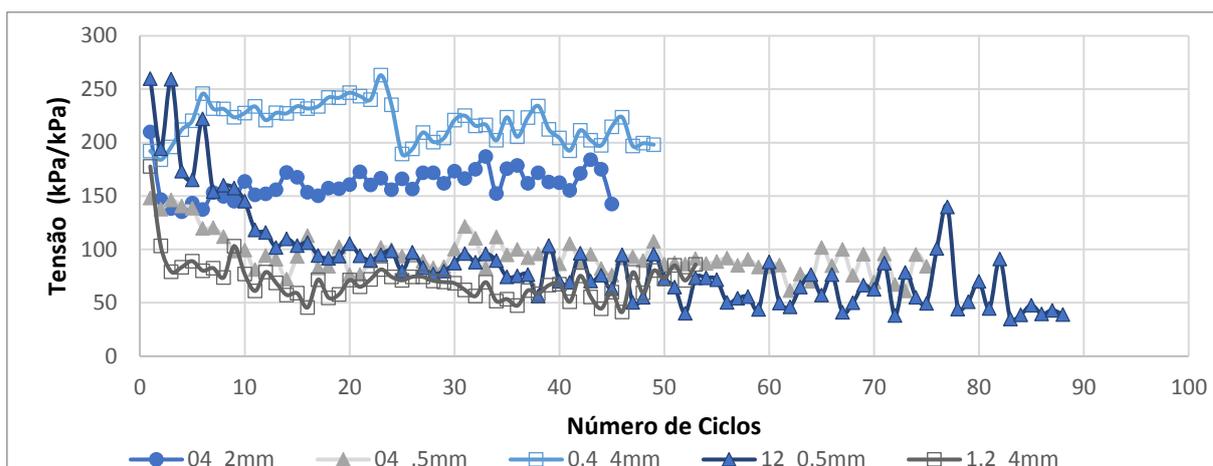


Figura 78 – Resumo de todos os ensaios com 30 kPa de confinante.

Na Figura 79 são apresentados os resultados normalizados, o eixo onde está representado o número de ciclos é posto na escala logarítmica para uma melhor visualização dos ciclos iniciais.

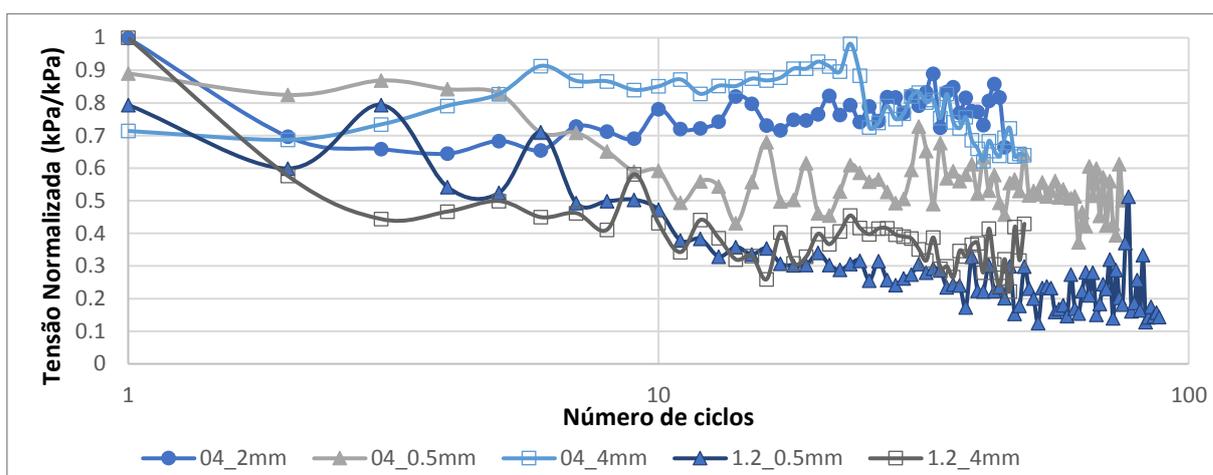


Figura 79 – Resumo de todos os ensaios normalizados com 30 kPa de confinante.

Como foi observado nas figuras e análises anteriores, é observada uma maior disposição dos ensaios com maior amplitude tenderem a estabilizar com menos ciclos, isto deve-se à influência explicitada por Poulos (1989 e 1991), onde é apontado que a degradação do atrito lateral é função também do deslocamento absoluto da superfície de deslizamento. As primeiras análises deste capítulo só levaram em conta os valores de pico dos ensaios, não observando a tendência da influência descrita por Poulos (1989 e 1991).

Desta forma, tanto o número de ciclos quanto o deslocamento absoluto da superfície de deslizamento, mostraram-se influentes para o comportamento do ensaio realizado sob condições cíclicas.

Para uma nova comparação de resultados, agora são analisados somente os ensaios realizados com a amplitude 1mm, para as confinantes de 100, 150 e 400 kPa.

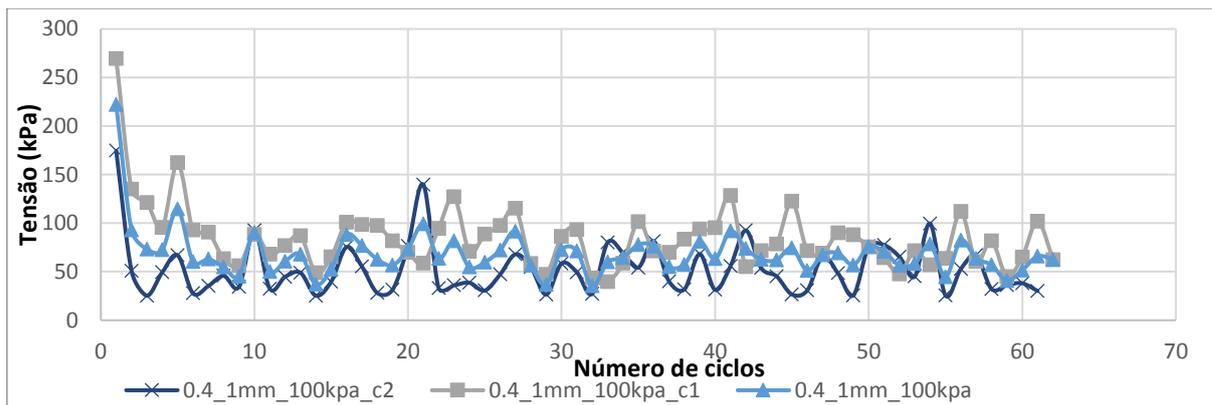


Figura 80 – Ensaio com confinante de 100 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude de 1,0 mm.

Nos ensaios com confinante de 100 kPa, Figura 80, um dos ensaios (c2) apresentou uma queda brusca da resistência nos primeiros ciclos, comportamento similar aos ensaios com maiores amplitudes com confinante de 30 kPa. O outro ensaio (c1) apresentou uma queda na resistência menos abrupta.

Por outro lado, os ensaios com confinante de 150kPa e 400 kPa, Figura 81 e Figura 82, apresentaram uma queda gradual da resistência, comportamento similar aos ensaios com menores amplitudes com confinante de 30 kPa.

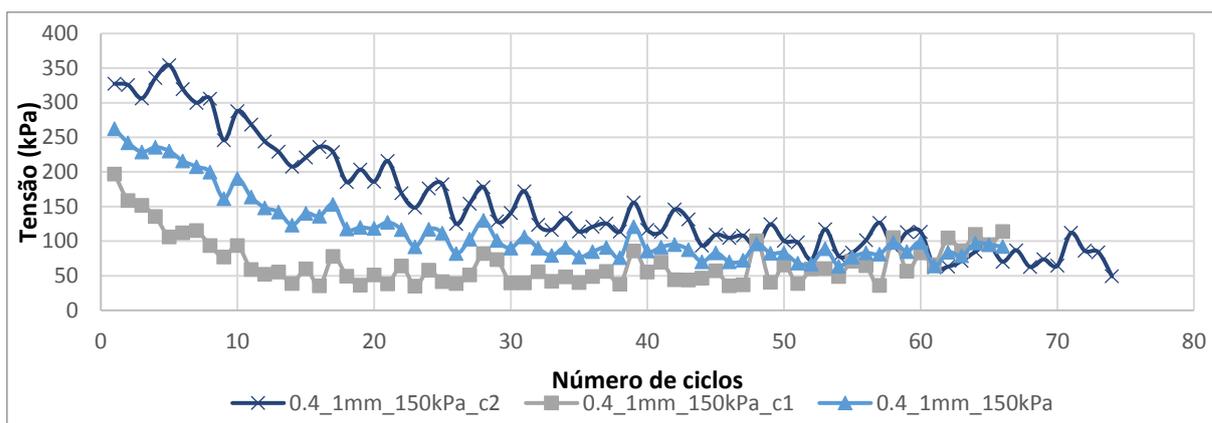


Figura 81 – Ensaio com confinante de 150 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude de 1,0 mm.

A

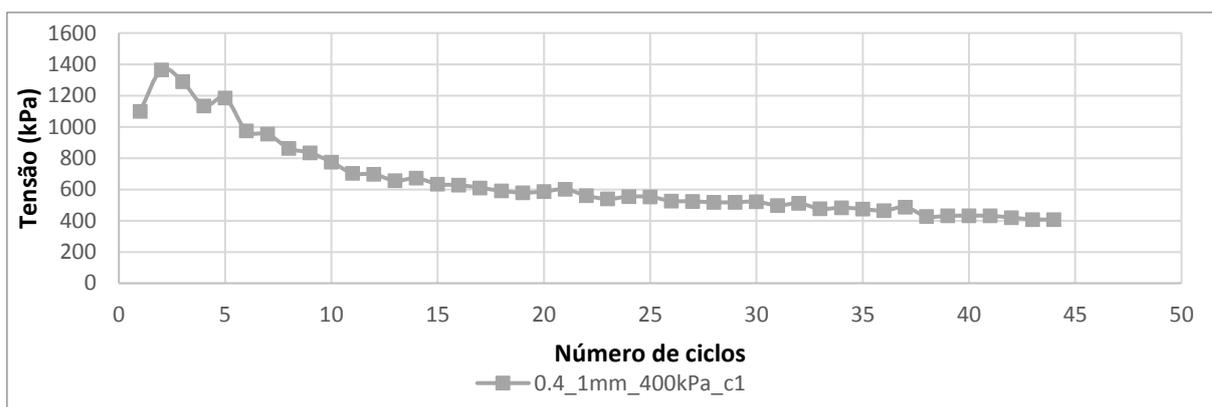


Figura 82 – Ensaio com confinante de 400 kPa, velocidade de cravação 0,4 mm/s e amplitude de 1,0 mm.

Os ensaios com confinante de 30 kPa (0,5mm e 4mm) são comparados com os ensaios de confinante 100, 150 e 400 kPa (1 mm) na Figura 83. Devido ao valor de resistência extremamente elevada do ensaio com confinante de 400 kPa, na Figura 84 os resultados são retratados sem a presença desse ensaio.

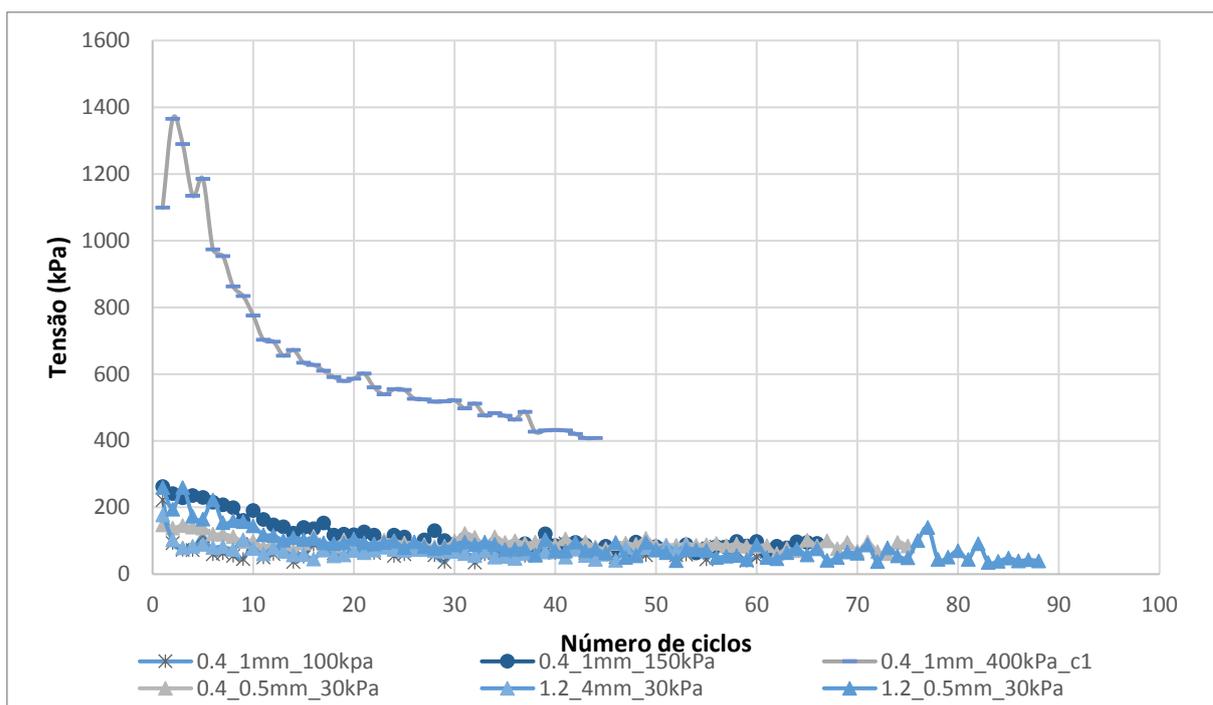


Figura 83 – Comparação de resultados com diferentes confinantes

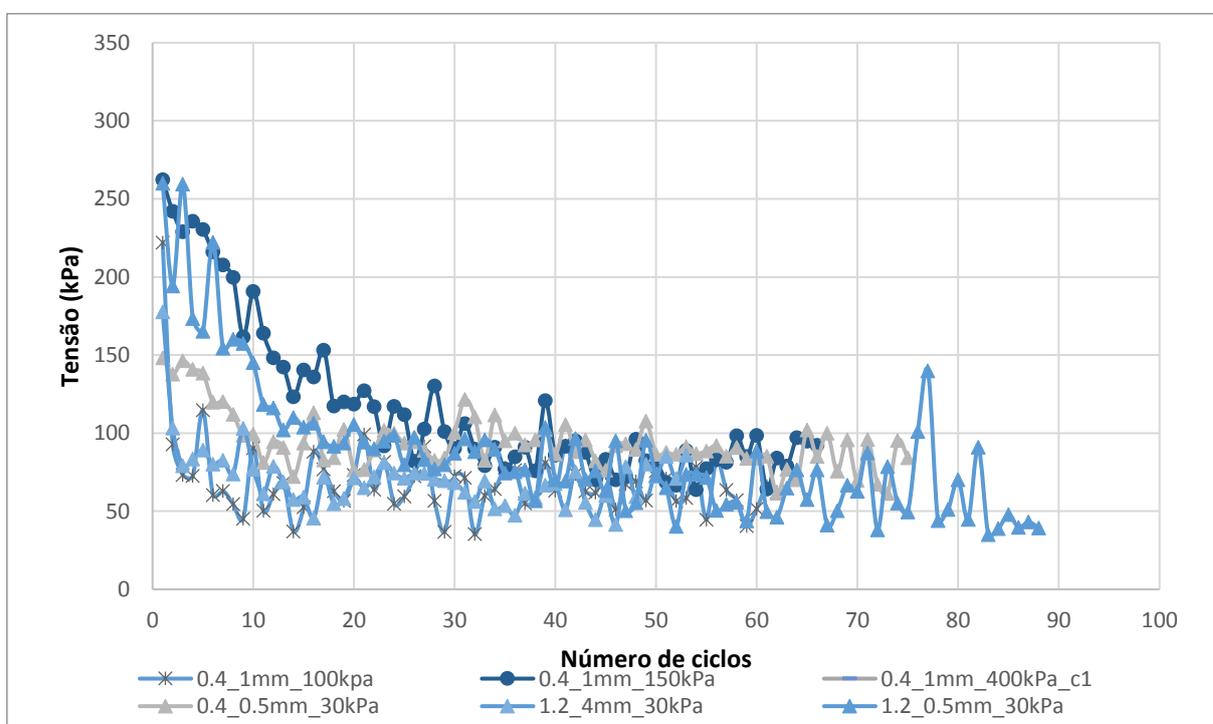


Figura 84 – Comparação de resultados com diferentes confinantes

Com a exceção de um dos ensaios com confinante de 30 kPa, a tendência é quanto maior a pressão confinante, maior o valor da resistência de pico. De todo modo, como foram realizados um número limitado de ensaios, não sendo possível a afirmação factual de nenhuma relação deste tipo.

Quando comparados os valores de resistência normalizada para todos os ensaios, não é possível realizar nenhuma nova afirmação. De todo modo, os resultados normalizados são apresentados na Figura 85.

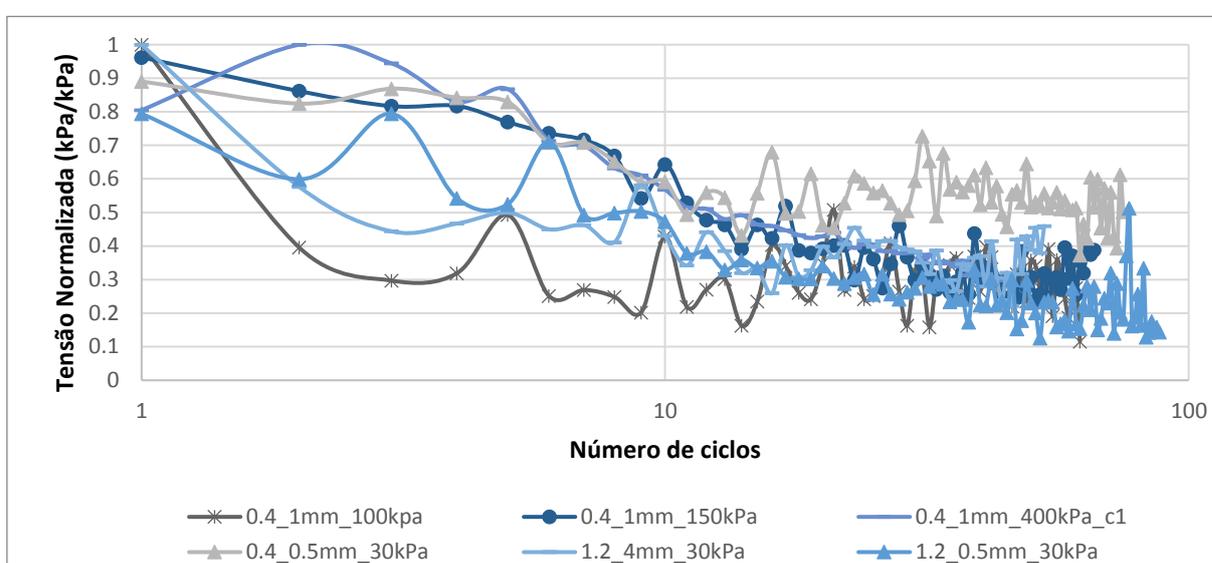


Figura 85 – Comparação de resultados com diferentes confinantes normalizados

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da análise dos resultados de uma série de ensaios de minicone cíclico e, tendo como base as curvas da resistência de fuste ao decorrer do ensaio, algumas conclusões são estabelecidas para as análises de valores máximos:

- A resistência do fuste nos ensaios cíclicos apresenta acréscimo inicial quando comparado ao ensaio estático, com valor médio de 1,5 vezes superior.
- Após atingir a resistência de pico, nos primeiros ciclos, a resistência decresce em todos os ensaios até um valor final praticamente constante, sendo o valor médio normalizado de 0,3, embora existe uma grande dispersão nos valores normalizados.
- A taxa de decréscimo da resistência lateral é mais acentuada nos primeiros dez ciclos, havendo um decréscimo desta taxa em seguida, até atingir um valor final próximo a zero.
- O número de ciclos necessários para o ensaio atingir um valor final (quando não há mais variação da resistência lateral) varia de 30 a 80 ciclos.
- O número de ciclos foi o fator que mais influenciou na degradação da resistência. As diferentes amplitudes não influenciaram o número de ciclos necessários para que a resistência atingisse seu valor final, não influenciando o comportamento das curvas de modo geral.

Para os ensaios utilizando a análise de valores máximos e mínimos (resistência cíclica), as seguintes conclusões são estabelecidas:

- Existe uma leve tendência de quanto maior a tensão confinante, maior a resistência cíclica.
- Quanto menor a amplitude do ensaio, mais gradual tende a ser a degradação da resistência cíclica. As diferentes amplitudes influenciaram o número de ciclos necessários para que a resistência atinja seu valor final.

Algumas sugestões para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos do ensaio de minicone cíclico são citadas:

- Realização de ensaios com diferentes densidades relativas e diferentes tensões confinantes;
- Realização de ensaios em solos distintos;
- Realização de ensaio em amostras saturadas através de um cone com medidor de poropressão;
- Avaliação do potencial de liquefação através de ensaios cíclicos;
- Realização de ensaios em cone de tamanho comercial (10cm²);
- Realização de ensaios cíclicos em estacas cravadas no mesmo solo para a posterior comparação.
- Realização de ensaios onde é realizada, concomitantemente com o ensaio CPT, a medida da tensão horizontal no cone.

REFERÊNCIAS

- ABEDIN, M. Z. **The characterization of unsaturated soil behaviour from penetrometer performance and the critical state concept**. PhD Thesis. University of Newcastle upon Tyne, UK. 1995.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, 2007. **API RP 2A-WSD Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design**, 22nd ed., American Petroleum Institute, Washington, DC, 2007.
- ANDERSEN, K. H. Foundation design of offshore gravity structures. In: **Cyclic Loading of Soils**, London, U.K.: Eds O'Reilly & Brown, Blackie. 1991.
- ANDERSEN, K. H. Bearing capacity under cyclic loading—offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 5, p. 513-535, 2009.
- ARROYO, M.; BUTLANSKA, J.; GENS, A.; CALVETTI, F.; JAMIOLKOWSKI, M. Cone penetration tests in a virtual calibration chamber. **Géotechnique**, v. 61, n. 6, p. 525-531, 2011.
- ARTHUR, J. R. F.; CHUA, K. S.; DUNSTAN, T.; DEL C, J. I. R. Principal stress rotation: a missing parameter. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, n. GT4, p. 419-433. 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- ATKINS CONSULTANTS LTD. Cyclic degradation of offshore piles, **HSE Offshore Technology Report OTO 2000/013**, Health and Safety Executive, London, 2000.
- ATKINSON, J. H.; LAU, W. H. W.; POWELL, J. J. M. (1991). Measurement of soil strength in simple shear tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 28, n. 2, p. 255-262. 1991.
- BALDI, G.; BELLOTI, R.; GHIONA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; PASQUALINI, E. Interpretation of CPTs and CPTUs. Part II: Drained Penetration of Sands. In: **Fourth International Geotechnical Seminar on Field Instrumentation and In Situ Measurements**, Nanyang Technological Institute, Singapore, Nanyang Technological Institute, Singapore, p. 143–156. 1986.
- BASU, P.; LOUKIDIS, D.; PREZZI, M.; SALGADO, R. Analysis of shaft resistance of jacked piles in sands. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 35, n. 15, p. 1605-1635, 2011.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; CROOKS, J. H. A.; ROTHENBURG, L. The cone penetration test in sands: part II, general inference of state. **Geotechnique**, v. 37, n. 3, p. 285-299, 1987.

BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: **Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 2, p. 17-20, 1965.

BOLTON, M. D.; GUI, M. W.; PHILLIPS, R. Review of miniature soil probes for model tests. In: **Proceedings of the 11th Southeast Asian Geotechnical Conference**. South East Asian Geotechnical Society. p. 85-90. 1993.

BOULON, M.; FORAY, P. Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand. In: **Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical methods in Offshore piling**, Nantes, France. p. 127-147. 1986

BUTLANSKA, J.; ARROYO, M.; GENS, A. Size effects on a virtual calibration chamber. **Numerical methods in geotechnical engineering**. CRC Press, Balkema, p. 225-230, 2010a.

BUTLANSKA, J.; ARROYO, M.; GENS, A. Virtual calibration chamber CPT on Ticino sand. In: **2nd International Symposium on Cone Penetration Testing**, Huntington Beach, CA, USA. 2010b.

CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. 2005. 243 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CONSOLI, N.C.; CRUZ R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York: ASCE, v. 136, p. 759-763, 2010.

CORTE, M.B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. 2016. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

DAMAVANDI-MONFARED, S.; SADREKARIMI, A. Development of a miniature cone penetrometer for calibration chamber testing. **Geotechnical Testing Journal**, v. 38, n. 6, p. 878-892, 2015.

DIAMBRA, A.; CIAVAGLIA, F.; HARMAN, A.; DIMELow, C.; CAREY, J.; NASH, D. F. T. Performance of cyclic cone penetration tests in chalk. **Géotechnique Letters**, v. 4, n. 3, p. 230-237, 2014.

DOHERTY, J. P.; FAHEY, M. Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test. **Computer and Geomechanics**, v. 38, n. 7, p. 917-924. 2011.

DOUGLAS, B.; OLSEN, R. S. Soil classification using electric cone penetrometer. In: **Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, Geotech. Engrg. Div. ASCE**, 1981. p. 209-227. 1981.

ESQUIVEL, E.R. Piezocone testing: centrifuge modeling and interpretation. Boulder.. Thesis (Ph.D.) – University of Colorado at Boulder, Boulder (Colorado, USA). 260 f. 1995.

FAKHARIAN, K.; EVGIN, E. Cyclic simple-shear behavior of sand-steel interfaces under constant normal stiffness condition. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1096-1105, 1997.

FELLENIUS, B. H.; ESLAMI, A. Soil profile interpreted from CPTu data. In: **Proceedings of Year 2000 Geotechnics Conference**, Southeast Asian Geotechnical Society, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.p. 163-171. 2000.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: análise experimental e micromecânica**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 208 f., 2012.

GIACHETI, H. L.; QUEIROZ, R. C. O ENSAIO DE PIEZOCONE E DE MINICONE NA INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO: ALGUNS EXEMPLOS DE APLICAÇÃO. **Geociências**. UNESP. v. 23, n ½, p. 89-103. 2004.

HEBELER, G. L.; MARTINEZ, A.; FROST, J. D. Shear zone evolution of granular soils in contact with conventional and textured CPT friction sleeves. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 20, n. 4, p. 1267-1282, 2016.

HO, T. Y. K.; JARDINE, R. J.; ANH-MINH, N. Large-displacement interface shear between steel and granular media. **Géotechnique**, v. 61, n. 3, p. 221, 2011.

IWASAKI, T.; TATSUOKA, F.; TAKAGI, Y.. Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. **Soils and Foundations**, v. 18, n. 1, p. 39-56, 1978.

JAMIOLKOWSKI, M.; LO PRESTI, D. C. F.; MANASSERO, M. Evaluation of relative density and shear strength of sands from CPT and DMT. In: **Soil behavior and soft ground construction**. p. 201-238. 2003.

JARDINE, R. J.; STANDING, J. R. Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand. **Soils and foundations**, v. 52, n. 4, p. 723-736, 2012.

JOER H.; FAHEY M.; RANDOLPH M. Experimental modelling of the cone penetrometer resistance in uncemented and artificially cemented calcareous soil. In: **Proceedings Eleventh African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Vol. 3. Cairo: Egyptian Geotechnical Society.p. 304-319. 1995.

KISHIDA, H.; UESUGI, M. Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. **Geotechnique**, v. 37, n. 1, p. 45-52, 1987.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons, New York, 553p.

LANZO, G.; VUCETIC, M.; DOROUDIAN, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 11, p. 1035-1042.

LEHANE, B. M.; JARDINE, R. J.; BOND, A. J. ; FRANK, R. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 1, p. 19-35, 1993.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. (2003). Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. **Proceedings: Symposium on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**, Singapore, Tan *et al.* (eds.). Swets e Zeitlinger, Lisse. P. 29-254.

LUNNE, T.; POWELL, J. J.; ROBERTSON, P. K. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. CRC Press. 1997.

MARQUES, S. F. V. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial para estudo do comportamento de uma areia artificialmente cimentada a altas tensões** 2014. 192 f. Exame de Qualificação de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MORTARA, G.; MANGIOLA, A.; GHIONNA, V. N. Cyclic shear stress degradation and post-cyclic behaviour from sand–steel interface direct shear tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 44, n. 7, p. 739-752, 2007.

O'REILLY, M. P.; BROWN, S. F. (EDS.). **Cyclic loading of soils: from theory to design**. Glasgow: Blackie, 1991.

OGDEN, R. W. **Non-linear elastic deformations**. Courier Corporation, 1997.

PARKIN, A. K.; LUNNE, T. Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer for sand. **Norwegian Geotechnical institute publication**, n. 138, 1982.

POULOS, H. G. Cyclic axial loading analysis of piles in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 115, n. 6, p. 836-852, 1989.

POULOS, H.G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. John & Wiley Sons, 1974.

POULOS, H. G.; DAVIS, E., H. **Pile foundation analysis and design**. John Wiley & Sons, Inc. (Series in geotechnical engineering). 397p. 1980.

POULOS, H. G. Closure to “Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand” by Harry G. Poulos (June, 1989, Vol. 115, No. 6). **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 9, p. 1438-1440, 1991.

POURNAGHIAZAR, M.; RUSSELL, A. R.; KHALILI, N. The cone penetration test in unsaturated sands. **Geotechnique**, v. 63, n. 14, p. 1209, 2013.

QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, R.A. Proposta para previsão de recalques em fundações superficiais submetidas a carregamentos cíclicos assentes sobre camada de reforço em solo-cimento. 2018. Seminário de Doutorado em Engenharia Civil)– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2018.

RANDOLPH, M. F. Cyclic interface shearing in sand and cemented soils and application to axial response of piles. In: **Mechanical Behaviour of Soils Under Environmentally Induced Cyclic Loads**. Springer, Vienna. p. 481-528. 2012b

RANDOLPH, M. F. Offshore design approaches and model tests for sub-failure cyclic loading of foundations. In: **Mechanical Behaviour of Soils Under Environmentally Induced Cyclic Loads**. Springer, Vienna, p. 441-480.2012a

RANDOLPH, M. F., WROTH, C. P. Application of the failure state in undrained simple shear shaft capacity of driven piles. **Géotechnique**, v. 31, n. 1, p. 143–157, 1981.

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetration tests. Part I and II. **Canadian geotechnical journal**, v. 20, n. 4, p. 718-1745, 1983.

ROBERTSON, P., K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. 6th ed. California: Greg Drillings & Testing Inc., 2016.

RODRIGUES, R. S. Analysis of Penetration Resistance in Sands. Dissertation (Doctor of Philosophy in Engineering- Civil Engineering) - UNIVERSITY OF CALIFORNIA. Berkley. 357 f. 1993.

ROTH, W. H.; SWANTKO, T. D.; PATIL, U. K.; BERRY, S. W. Monorail piers on shallow foundations, settlement analysis based on Dutch cone data. In: **Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing**. p. 821-826. 1982.

SALGADO, R.; MITCHELL, J. K.; JAMIOLKOWSKI, M. Cavity expansion and penetration resistance in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 4, p. 344-354, 1997.

SALGADO, R.; MITCHELL, J. K.; JAMIOLKOWSKI, M. Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 9, p. 878-888, 1998.

SALGADO, R.; PREZZI, M. Computation of cavity expansion pressure and penetration resistance in sands. **International Journal of Geomechanics**, v. 7, n. 4, p. 251-265, 2007.

SALGADO, R.; RANDOLPH, M. F. Analysis of cavity expansion in sand. **International Journal of Geomechanics**, v. 1, n. 2, p. 175-192, 2001.

SANGLERAT, G.; NHIM, T. V.; SEJOURNE, M.; ANDINA, R. Direct soil classification by static penetrometer with special friction sleeve. In: **Proceedings of the first European symposium on penetration testing**, ESOPT-1, June, v 2.2 p. 337-344, 1974.

SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test: performance and design**. Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209, Washington, 145 p. 1978.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: the main tests**. CRC Press, 2008.

SCHNAID, F.; HOULSBY, G. T. Calibration Chamber Tests Of The Cone-Pressuremeter In Sand. Pressuremeters. Proceedings Of The Third International Symposium, Organised By The British Geotechnical Society, Oxford University, April 2-6, 1990. **Publication of: Telford (Thomas) Limited**, 1990.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. Oficina de Textos, 2012.

SCHNEIDER, J. A.; RANDOLPH, M. F.; MAYNE, P. W.; RAMSEY, N. R. Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 134, n. 11, p. 1569-1586, 2008.

SPINELLI, L. F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1999. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

TUMAY, M. T.; KURUP, P. U. The design and operation of a novel miniature cone penetration test system. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 6, 2001.

UESUGI, M.; KISHIDA, H. Influential factors of friction between steel and dry sands. **Soils and foundations**, v. 26, n. 2, p. 33-46, 1986.

VESIC, A. S. **A study of the bearing capacity of deep foundations** Final Rep., Proj B-189, School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Ga, 1967.

WHITE, D. J. **An investigation into the behaviour of pressed-in piles**. 2002. PhD thesis. University of Cambridge, 2002.

WHITE, D. J.; BOLTON, M. D. Displacement and strain paths during plane-strain model pile installation in sand. **Géotechnique**, v. 54, n. 6, p. 375-397, 2004.

WHITE, D. J.; BOLTON, M. D. Observing friction fatigue on a jacked pile. **Centrifuge and constitutive modelling: Two extremes**, p. 347-354, 2002.

YANG, Z. X.; JARDINE, R. J.; ZHU, B. T.; FORAY, P.; TSUHA, C. H. C. Sand grain crushing and interface shearing during displacement pile installation in sand. **Géotechnique**, v. 60, n. 6, p. 469, 2010.

YU, H. S.; SCHNAID, F.; COLLINS, I. F. Analysis of cone pressuremeter tests in sands. **Journal of geotechnical engineering**, v. 122, n. 8, p. 623-632, 1996.