

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

**Estudo do atrito lateral no arrancamento de estacas modelo  
instaladas por fluidização em areia**

**Júlia Hein Mazutti**

Porto Alegre  
2018

JÚLIA HEIN MAZUTTI

**ESTUDO DO ATRITO LATERAL NO ARRANCAMENTO DE  
ESTACAS MODELO INSTALADAS POR FLUIDIZAÇÃO EM  
AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia.

Porto Alegre  
2018

**JÚLIA HEIN MAZUTTI**

**ESTUDO DO ATRITO LATERAL NO ARRANCAMENTO DE  
ESTACAS MODELO INSTALADAS POR FLUIDIZAÇÃO EM  
AREIA**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos necessário para  
obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração de Geotecnia.

Porto Alegre, 6 de junho de 2018

Prof. Fernando Schnaid  
Ph.D. pela pela University of Oxford  
Orientador

Prof. Lucas Festugato  
Dr. pela UFRGS  
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)**  
Dr. pela UFRGS, Brasil

**Prof<sup>a</sup>. Edith Beatriz Camaño Schettini (UFRGS)**  
Dr<sup>a</sup>. pela Polytechnique de Grenoble, França

**Prof. Jean-Michel Pereira (ENPC)**  
PhD. pela École Nationale des Travaux Publics de l'État, França

Dedico este trabalho à vó Mena e ao vô Manduca

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus Pais, pelo olhar zeloso.

A minha mãe, pelo amor e apoio incondicional.

Ao meu irmão, pela fortaleza.

Aos meus avós, pelo maior exemplo e por quase colocarem fogo no celeiro secando areia.

Aos meus dindos, por acreditarem e apostarem em mim.

Ao meu orientador, pela inspiração de fazer geotecnia pelos olhos de um artista.

Ao meu coorientador, pelo Norte e por firmar meus pés no chão.

À Karina, pela bondade sem fim, pelo porto seguro e pelo intrometimento.

À Catharina, pela singela surpresa.

E a ambas, pelo abraço, pelo braço forte e por formarem o pórtico de sustentação de um sonho.

À família Crippa, Geremia e da Rosa, pela amizade atemporal.

À família Patussi, pelo lar.

Ao Alejandro, por se tornar um grande amigo.

Aos amigos Gonçalo, Marcus, Vinícius e Thomás, pela prontidão e carinho.

A todos amigos que contribuíram, e não foram poucos, direta ou indiretamente.

*Hakuna Matata*

## RESUMO

MAZUTTI, J. H. **Estudo do atrito lateral no arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização em areia.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O objetivo desta dissertação consiste em aprofundar o entendimento dos mecanismos que controlam o atrito lateral sob arrancamento de estacas instaladas por fluidização em areia. A técnica de instalação é estudada como uma alternativa para a utilização de estacas torpedo na fixação de plataformas *offshore*. Trabalhou-se em laboratório com o arrancamento de estacas metálicas circulares em modelo reduzido. Foram utilizados três diâmetros de estacas modelo, simulando três diferentes escalas: 14 mm (1:76), 16,2 mm (1:67) e 21,3 mm (1:50). Foram realizados 8 ensaios de arrancamento (24 horas após a fluidização) em estacas modelo instaladas por fluidização em solo arenoso com densidade relativa de 50% e submetido à sobrecarga de 2,236 kPa. Foram também realizados 17 ensaios de arrancamento em estacas modelo pré-instaladas (sem fluidização) em areia com densidade relativa de 30%, simulando uma instalação sem perturbação do solo, uma vez que esta é a densidade relativa aproximada que a areia atinge após o processo de fluidização. Os resultados foram comparados com pesquisas anteriores de arrancamento de estacas instaladas por fluidização em areia. Para um aumento médio de 2 vezes a tensão vertical efetiva nas estacas modelo instaladas por fluidização com sobrecarga, observa-se um ganho médio de 1,8 na resistência. O coeficiente de empuxo lateral de serviço  $K_s$  para estes ensaios não apresentou diferenças significativas em relação ao mesmo tipo de ensaio sem sobrecarga. As estacas instaladas por fluidização com sobrecarga e estacas pré-instaladas (sem perturbação) apresentam valores de  $K_s$  constantes e independentes das profundidades instaladas, com respectivas médias de 0,15 e 0,31. O valor de  $K_s$  parece aumentar com o tempo para as estacas fluidizadas (efeito *setup*) devido à reconstituição das tensões radiais. Os valores  $K_s$  de estacas cravadas em areia densa diminuem seu valor com o aumento da profundidade instalada (e da tensão efetiva média atuante), por restrição de dilatação, tendendo ao valor de  $K_s$  encontrado para ensaios pré-instalados realizados neste trabalho.

Palavras-chave: *fluidização; estaca torpedo; sobrecarga; areia de Osório; atrito lateral; efeito setup; coeficiente de empuxo lateral de serviço.*

## ABSTRACT

MAZUTTI, J. H. **Study of the shaft resistance in pullout tests of model piles installed by fluidization in sand.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The main goal of this study is to deepen the understanding of the shaft friction behavior under tension loads of piles installed by fluidization in Osório sand. The installation technique is studied as an alternative for the use of torpedo piles in offshore platforms anchoring. This work was done in laboratory with metallic circular piles in reduced model. Three diameters of model piles were used, simulating three different scales: 14 mm (1:76), 16,2 mm (1:67) and 21,3 mm (1:50). Eight pullout tests (24 hours after fluidization) were carried out on model piles installed by fluidization in sandy soil with a relative density of 50% and subjected to a surcharge of 2,236 kPa. Eighteen pullout tests were performed on pre-installed (non-fluidized) model piles in sand with a relative density of 30%, simulating an installation without soil disturbance, since this is the approximate relative density reached after the process of fluidization. The results were compared with previous studies of pullout resistance of fluidized piles in sand. For an average increase of 2 times the vertical effective stress in the model piles installed by fluidization with surcharge, an average increase of 1,8 times is observed in the pullout resistance. The lateral earth pressure coefficient on the pile shaft  $K_s$  for these tests did not show significant differences in relation to the same type of test without surcharge. For tests installed by fluidization and pre-installed tests (without soil disturbance),  $K_s$  remains constant and independent of the installed depths, with respective averages of 0,15 and 0,31. The  $K_s$  value seems to increase with time for fluidized tests (setup effect) due to the reconstitution of the radial tensions. The  $K_s$  values for pullout tests in driven model piles in dense sand decrease their value with the increase of the installed depth (and the increase of the vertical effective stress), by restriction of the expansive behavior, tending to the  $K_s$  value found for pre-installed tests carried out in this work.

Keywords: *fluidization; torpedo piles; surcharge; Osório sand; shaft friction; setup effect; lateral earth pressure coefficient on the pile shaft.*



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	22
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	25
2.1 JUSTIFICATIVA .....	25
2.2 OBJETIVO .....	26
2.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	26
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	28
3.1 RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS .....	28
3.1.1 ABORDAGENS DE CÁLCULO .....	28
3.1.1.1 Teoria do empuxo de terra .....	29
3.1.1.2 Teoria da expansão de cavidade .....	33
3.1.2 ÂNGULO DE ATRITO SOLO-ESTACA .....	35
3.1.3 BANDA DE CISALHAMENTO SOLO-ESTACA .....	36
3.1.4 INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA ESTACA .....	38
3.1.5 FADIGA POR ATRITO .....	40
3.1.6 EFEITO <i>SETUP</i> .....	43
3.2 FLUIDIZAÇÃO POR JATOS VERTICAIS CIRCULARES .....	52
3.2.1 MECÂNICA DOS FLUIDOS DA FLUIDIZAÇÃO .....	53
3.2.2 ANÁLISE DIMENSIONAL .....	57
3.2.3 JATOS VERTICAIS CIRCULARES .....	61
3.2.3.1 Estudos com ênfase em solo arenoso .....	61
3.2.3.2 Estudo de Passini (2015) .....	70
<b>4 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	85
4.1 MATERIAIS .....	85
4.2 EQUIPAMENTOS .....	87

4.2.1 Ensaio em estacas modelo fluidizadas com sobrecarga .....	89
4.2.2 Ensaio em estacas pré-instaladas .....	94
4.3 PREPARAÇÃO DOS TANQUES .....	95
4.3.1 Ensaio em estacas modelo fluidizadas com sobrecarga .....	95
4.3.2 Ensaio em estacas pré-instaladas .....	95
4.4 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....	97
4.4.1 Ensaio de instalação por fluidização .....	97
4.4.2 Ensaio de arrancamento .....	99
4.5 EFEITO DO ALÍVIO DE SOBRECARGA .....	100
<b>5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>103</b>
5.1 CONJUNTO DE TERMOS $\Pi$ .....	103
5.2 ESTIMATIVA DA DISTRIBUIÇÃO DE SOBRECARGA .....	104
5.3 RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS MODELO FLUIDIZADAS COM SOBRECARGA .....	108
5.4 RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS MODELO PRÉ-INSTALADAS .....	111
5.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM PESQUISAS ANTERIORES .....	113
5.5.1 Teoria de empuxo de terra para ensaios fluidizados .....	114
5.5.2 Análise do coeficiente de capacidade de carga $\Pi_2$ .....	116
5.5.3 Análise do coeficiente de empuxo lateral de serviço $\Pi_5$ .....	119
5.5.4 Análise do coeficiente de efeito de escala $\Pi_4$ .....	122
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>124</b>
<b>7 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>127</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>128</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estaca torpedo (AGUIAR <i>ET AL.</i> , 2009) .....	23
Figura 3.1 – Definição de rugosidade máxima e rugosidade normalizada (adaptado de TEHRANI <i>ET AL.</i> , 2016) .....	32
Figura 3.2 – Efeito de escala (adaptado de LOUKIDIS & SALGADO, 2008) .....	37
Figura 3.3 – Variação da tensão lateral com o diâmetro da estaca (adaptado de LEHANE <i>ET AL.</i> , 2005) .....	38
Figura 3.4 – Variação da tensão lateral efetiva normalizada com o diâmetro da estaca e com o nível de tensões (adaptado de LEHANE <i>ET AL.</i> , 2005) .....	39
Figura 3.5 – Variação do (a) máximo deslocamento horizontal e do (b) aumento de tensão com a rigidez da expansão de cavidade do solo (adaptado de LEHANE <i>ET AL.</i> , 2005) .....	40
Figura 3.6 – Cinemática do fenômeno de fadiga por atrito próximo à ponta da estaca (adaptado de WHITE & BOLTON, 2004) .....	42
Figura 3.7 – Distribuição de tensões radiais devido à contração de interface (adaptado de WHITE & BOLTON, 2004) .....	46
Figura 3.8 – Variação com o tempo da tensão de cisalhamento normalizada no fuste de estacas (adaptado de WHITE & BOLTON, 2004) .....	49
Figura 3.9 – Planilha de similaridade com semelhança de número de Froude para escala 1:50 (PASSINI, 2015) .....	58
Figura 3.10 – Planilha de similaridade com semelhança de número de Froude para escala 1:67 (PASSINI, 2015) .....	58
Figura 3.11 – Planilha de similaridade com semelhança de número de Froude para escala 1:76 (PASSINI, 2015) .....	59
Figura 3.12 – Geometria de cavidade por (a) jato externo e (b) jato interno (adaptado de NIVEN & KHALILI, 1998) .....	63
Figura 3.13 – Geometria do perfil fluidizado (adaptado de NIVEN & KHALILI, 1998) .....	63
Figura 3.14 – Diagrama esquemático do comportamento da cavidade fluidizada (adaptado de NIVEN, 1998) .....	65
Figura 3.15 – Relações de $U_{bk}/U_{mf,turb}$ pela profundidade adimensional do jato (adaptado de NIVEN & KHALILI, 1998) .....	66

Figura 3.16 – Parâmetro $(a/d_j)$ versus $Fr_p$ (adaptado de STRACKE, 2012) .....	68
Figura 3.17 – Profundidade crítica versus vazão do jato (adaptado de STRACKE, 2012) .....	69
Figura 3.18 – $T_3/d_j$ versus $Q_o/(k d_{50}^2)$ (adaptado de STRACKE, 2012) .....	70
Figura 3.19 – Geometria da zona fluidizada por tubo (a) suspenso e (b) peso próprio (PASSINI, 2015) .....	71
Figura 3.20 – Zona fluidizada calculada versus zona fluidizada medida na lateral do tanque (PASSINI, 2015) .....	72
Figura 3.21 – (a) Deslocamento versus tempo (b) Velocidade versus tempo para $d_e = 16,2$ mm e $D_r = 90\%$ (PASSINI, 2015) .....	73
Figura 3.22 – Resultados de cravação de estaca modelo sem fluidização (a) dimensionais (b) adimensionais (PASSINI, 2015) .....	74
Figura 3.23 – Resultados de profundidade instalada versus (a) vazão (b) velocidade do jato (PASSINI, 2015) .....	74
Figura 3.24 – Resultados de profundidade instalada para $D_r$ de 50% e 90% versus (a) vazão (b) velocidade do jato (PASSINI, 2015) .....	75
Figura 3.25 – Coeficiente de profundidade versus coeficiente de força peso e coeficiente de fluxo (PASSINI, 2015) .....	76
Figura 3.26 – (a), (b) e (c) Comparação de resultados de Passini (2015), Stracke (2012) e Niven (1998) (PASSINI, 2015) .....	77
Figura 3.27 – Capacidade de carga em solo não fluidizado para $D_r$ de (a) 50% e (b) 90% (PASSINI, 2015) .....	78
Figura 3.28 – Coeficiente de empuxo lateral em solo não fluidizado para $D_r$ de (a) 50% e (b) 90% (PASSINI, 2015) .....	78
Figura 3.29 – Comparação de resultados em solo não fluidizado de Stracke (2012) e Passini (2015) para (a) carga de arrancamento e (b) $K_s$ (PASSINI, 2015) .....	79
Figura 3.30 – Para solo não fluidizado com $D_r = 50\%$ (a) coeficiente de capacidade de carga versus coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço versus coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015) .....	80
Figura 3.31 – Para solo não fluidizado com $D_r = 90\%$ (a) coeficiente de capacidade de carga versus coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço versus coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015) .....	80
Figura 3.32 – Capacidade de carga em solo fluidizado para ensaios realizados após (a) 0 e 4 horas e (b) 24 e 48 horas da instalação das estacas (PASSINI, 2015) .....	81

Figura 3.33 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço em solo fluidizado em testes após (a) 0 e 4 horas e (b) 24 e 48 horas da instalação das estacas (PASSINI, 2015) .	82
Figura 3.34 – Comparação dos resultados de (a) carga de arrancamento e (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço de Passini (2015) e Stracke (2012) (PASSINI, 2015) .....	82
Figura 3.35 – Para solo fluidizado (a) coeficiente de capacidade de carga <i>versus</i> coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço <i>versus</i> coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015) .....	83
Figura 3.36 – Para solo fluidizado e não fluidizado (a) coeficiente de capacidade de carga <i>versus</i> coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço <i>versus</i> coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015) .....	84
Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia (adaptado de PASSINI, 2015) .....	86
Figura 4.2 – Tanque de acrílico .....	88
Figura 4.3 – Hastes de aço .....	88
Figura 4.4 – Representação esquemática do ensaio (adaptado de PASSINI, 2015) .....	89
Figura 4.5 – $R_n$ <i>versus</i> $\delta/\phi'_{cv}$ (PASSINI, 2015) .....	90
Figura 4.6 – Detalhe esquemático do sistema de saturação do fundo do tanque de acrílico .....	91
Figura 4.7 – (a) Placa de sobrepeso e (b) dimensões (cm) .....	91
Figura 4.8 – Centralizador e prendedores de metal .....	92
Figura 4.9 – Estrutura utilizada para o sistema de contrapesos e ensaios de arrancamento .....	93
Figura 4.10 – Representação esquemática do sistema de arrancamento (PASSINI, 2015) .....	94
Figura 4.11 – Pórtico, grampos de fixação e prendedores de metal para estabilização de ensaios em estacas pré-instaladas .....	94
Figura 4.12 – Saturação da areia no tanque .....	95
Figura 4.13 – Preenchimento do tanque .....	96
Figura 4.14 – Ordem dos ensaios de fluidização .....	98
Figura 4.15 – Caso ideal e caso estudado da tensão vertical efetiva atuante nas estacas modelo fluidizadas com sobrecarga .....	100

Figura 4.16 – Sobrecarga uniforme equivalente utilizada para análises de estacas modelo .....	101
Figura 4.17 – Estimativa do alívio de tensões devido ao furo na sobrecarga pela formulação de Poulos & Davis (1974) .....	102
Figura 5.1 – (a) Configuração utilizada para estimatimar do alívio de tensões em estacas modelo software Plaxis (medida em metros), (b) elementos de malha do modelo e (c) resultados para tensão vertical efetiva no modelo elasto-plástico no Plaxis .....	106
Figura 5.2 – Evolução da sobrecarga atuante na tensão vertical efetiva do solo com a profundidade .....	107
Figura 5.3 – Resistência ao arrancamento de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga <i>versus</i> (a) profundidade instalada e (b) área lateral da estaca .....	109
Figura 5.4 – Coeficiente de capacidade de carga <i>versus</i> coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga .....	110
Figura 5.5 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço <i>versus</i> coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga .....	111
Figura 5.6 – Resistência ao arrancamento de estacas modelo pré-instaladas .....	112
Figura 5.7 – Coeficiente de capacidade de carga <i>versus</i> coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo pré-instaladas .....	112
Figura 5.8 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço <i>versus</i> coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo pré-instaladas .....	113
Figura 5.9 – Resistência ao arrancamento <i>versus</i> Profundidade total instalada .....	115
Figura 5.10 – Resistência ao arrancamento <i>versus</i> Tensão vertical efetiva média na metade do comprimento da estaca .....	115
Figura 5.11 – Coeficiente de capacidade de carga $\Pi_2$ <i>versus</i> coeficiente de profundidade instalada do modelo $\Pi_1$ .....	116
Figura 5.12 – Hipótese de distribuição de tensões na interface da estaca devido à instalação por fluidização .....	119
Figura 5.13 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço $\Pi_5$ <i>versus</i> coeficiente de profundidade instalada do modelo $\Pi_1$ .....	120
Figura 5.14 – Coeficiente de efeito de escala $\Pi_4$ <i>versus</i> coeficiente de empuxo lateral de serviço $\Pi_5$ para ensaios fluidizados .....	122
Figura 5.15 – Coeficiente de efeito de escala $\Pi_4$ <i>versus</i> coeficiente de empuxo lateral de serviço $\Pi_5$ para ensaios N-Flu pré-instalada 30% .....	123

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resumo dos principais parâmetros e suas escalas (adaptado de PASSINI, 2015) .....	59
Tabela 3.2 – Relações adotadas entre modelo e protótipo (PASSINI, 2015) .....	60
Tabela 3.3 – Parâmetros utilizados em ensaios centrais em areia fina por Niven (1998), Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015) .....	62
Tabela 4.1 – Características da areia fina (adaptado de PASSINI, 2015) .....	85
Tabela 4.2 – Características da areia fluidizada e não fluidizada .....	87
Tabela 4.3 – Propriedades físicas adotadas para a água .....	87
Tabela 4.4 – Características das hastes .....	89
Tabela 4.5 – Ensaios de instalação por fluidização .....	98
Tabela 4.6 – Ensaios em estacas pré-instaladas .....	99
Tabela 5.1 – Sobrecarga equivalente resultante e alívio de sobrecarga para os modelos estudados .....	108

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\beta$  = fator que representa o produto de  $K_s$  e  $\tan \delta'$

$\delta$  = ângulo de atrito na interface solo-estaca

$\gamma$  = peso específico do solo

$\gamma_d$  = peso específico seco do solo

$\gamma_{sub}$  = peso específico submerso

$\gamma_w$  = peso específico da água

$\eta$  = porosidade

$\eta_{mf}$  = porosidade mínima de fluidização

$\mu$  = coeficiente de atrito na interface solo-estaca

$\mu_f$  = coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido

$\nu_f$  = coeficiente de viscosidade cinemática da água

$\rho_f$  = massa específica do fluido

$\rho_s$  = massa específica das partículas sólidas

$\rho_w$  = massa específica da água

$\tau_{avg}$  = tensão de cisalhamento média no fuste na ruptura

$\tau_p$  = tensão de cisalhamento unitária na estaca

$\tau_{pav}$  = capacidade lateral última do solo

$\tau_R$  = tensão de cisalhamento de referência

$\sigma'_{ho}$  = tensão lateral no repouso

$\sigma'_{hs}$  = tensão horizontal efetiva atuante normal ao fuste

$\Delta\sigma'_h$  = variação da tensão lateral

$\sigma'_r$  = tensão radial efetiva

$\sigma'_{rc}$  = tensão radial efetiva depois da instalação da estaca e equalização de tensões

$\Delta\sigma'_{rd}$  = acréscimo da tensão radial durante o carregamento da estaca devido à dilatação



$\sigma'_{vo}$  = tensão vertical efetiva

$\sigma'_{vmed}$  = tensão vertical efetiva na metade do comprimento da estaca

$\Delta\sigma_v$  = variação da tensão vertical

$\phi'$  = ângulo de atrito interno do solo

$\phi'_{cv}$  = ângulo de atrito interno do solo no estado crítico

$\phi'_{cvTXC}$  = ângulo de atrito interno do solo no estado crítico em compressão triaxial

$\phi_s$  = fator de forma das partículas

$\Pi$  = termo adimensional do teorema de Buckingham

$\Pi_1$  = coeficiente de profundidade instalada do modelo

$\Pi_2$  = coeficiente de capacidade de carga do modelo

$\Pi_3$  = coeficiente de tensão vertical efetiva média do modelo

$\Pi_4$  = coeficiente de efeito de escala

$\Pi_5$  = coeficiente de empuxo lateral de serviço do modelo

$a$  = penetração do jato

$A$  = área transversal de fluxo

$b$  = raio do carregamento circular

$C$  = coeficiente de forma e estrutura do grão de solo

$c$  = coesão

$d_{50}$  = diâmetro médio das partículas na qual 50% são passantes

$d_{bk}$  = diâmetro da zona fluidizada na superfície

$d_d$  = diâmetro medido entre os picos das dunas

$d_e$  = diâmetro externo

$d_j$  = diâmetro do jato

$d_H$  = diâmetro da zona fluidizada na profundidade de saída do jato

$d_{H0}$  = diâmetro da área perturbada;

$d_p$  = diâmetro médio das partículas

$e$  = índice de vazios

$e_{máx}$  = índice de vazios máximo

$e_{mín}$  = índice de vazios mínimo

$E$  = módulo de elasticidade

$D$  = diâmetro

$Dr$  = densidade relativa

$f$  = resistência por unidade de área do fuste

$F$  = unidade de força

$F_g$  = força gravitacional

$F_k$  = força de arrasto

$Fr_p$  = Número de Froude das partículas

$F_s$  = força devido ao empuxo hidráulico ou força de suspensão

$g$  = aceleração da gravidade

$G$  = módulo de cisalhamento

$\Delta h$  = perda de carga

$i$  = gradiente hidráulico

$i_{crit}$  = gradiente hidráulico crítico

$k$  = coeficiente de condutividade hidráulica do solo

$k_n$  = rigidez da expansão de cavidade do solo

$K_o$  = coeficiente de empuxo lateral no repouso

$K_s$  = coeficiente de empuxo lateral de serviço

$l$  = unidade de comprimento

$L$  = medida geométrica / profundidade da estaca instalada

$L_{leito}$  = comprimento do leito

$L_{tot}$  = comprimento total instalado da estaca

$m$  = unidade de massa

$N$  = fator de escala

$q$  = sobrecarga por área

$q_b$  = sobrecarga por área do carregamento circular

$Q$  = vazão do fluido

$Q_f$  = resistência lateral ou ao arrancamento

$Q_o$  = vazão na saída do jato

$\Delta r$  = dilatação radial ao longo do tempo

$r$  = raio

$R$  = raio da estaca

$R^2$  = coeficiente de determinação

$R_n$  = rugosidade normalizada

$R_{m\acute{a}x}$  = rugosidade máxima

$R_{m\acute{e}d}$  = rugosidade média

$Re$  = Número de Reynolds

$Re_j$  = Número de Reynolds do jato

$Re_p$  = Número de Reynolds das partículas

$t$  = unidade de tempo

$t_s$  = espessura da banda de cisalhamento solo-estaca

$\Delta t_s$  = expansão radial do solo no entorno da estaca

$U$  = velocidade do fluido

$U_{bk}$  = velocidade do fluxo na superfície

$U_o$  = velocidade de saída do jato

$U_{mf,lam}$  = velocidade mínima de fluidização em regime laminar

$U_{mf,turb}$  = velocidade mínima de fluidização em regime turbulento

$U_p$  = velocidade terminal da partícula em relação ao fluido ou vice-versa

$\nu$  = coeficiente de Poisson

$W$  = peso no ar da estaca

$z$  = profundidade

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
API	American Petroleum Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
FEEng	Fundação Empresa Escola de Engenharia
MCPT	Miniature Cone Penetrometer Test
OCR	Over Consolidation Ratio
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## 1 INTRODUÇÃO

De acordo com o relatório estatístico da BP (2016), o petróleo é a fonte de energia mais utilizada no mundo, representando aproximadamente um terço (33.3%) do consumo total. No contexto petrolífero, a identificação do pré-sal na costa brasileira destaca-se em cenário mundial como uma das descobertas mais significativas dos últimos tempos (LIMA, 2011). Para Tolmasquim e Pinto Júnior (2011), a descoberta encontra-se entre as maiores ocorridas nas últimas três décadas.

O pré-sal é uma grande reserva de petróleo que se estende por cerca de 800 km na costa brasileira, desde o estado de Espírito Santo até Santa Catarina, com aproximadamente 200 km de largura (Takafuji, 2010). Além do volume expressivo, a reserva possui petróleo leve, caracterizado por sua maior qualidade quando comparado ao restante das reservas brasileiras. Com a sua exploração, o Brasil passou de uma produção de 41 mil barris de petróleo por dia em 2010, para 1 milhão de barris de petróleo por dia em 2016, conforme site oficial da Petrobras (2018). As jazidas da província pré-sal já concentram 58,2% do produto interno bruto (soma de toda a produção de bens e serviços do país).

Entretanto, a província pré-sal localiza-se em regiões de águas profundas e ultraprofundas. Randolph e Gourvenec (2011) afirmam que, hoje, águas profundas e ultraprofundas são consideradas para lâminas d'água de 500 m e 1500 m, respectivamente. No pré-sal, a profundidade de lâmina d'água pode chegar a 2000 m, sendo que a profundidade total entre a lâmina d'água e as jazidas de petróleo pode chegar a até 8000 m, o que representa um alto custo de exploração das reservas. Neste contexto, o pré-sal figura como um grande desafio tecnológico para o setor petrolífero, e torna-se essencial a necessidade de reduzir custos e otimizar processos de exploração de petróleo em unidades *offshore*.

Os sistemas flutuantes *offshore* utilizados para a extração do petróleo são compostos por unidades marinhas de exploração, produção e/ou armazenamento de hidrocarbonetos, *risers* e linhas de ancoragem (SILVA, 2008). As soluções normalmente adotadas como fundações para os sistemas no leito marinho – ancoras de arrasto, estruturas de gravidade, estacas cravadas, de sucção ou perfurada e cimentada – tornam-se cada vez mais onerosas a medida que a profundidade da lâmina d'água aumenta, devido à dificuldade de instalação (MEDEIROS, 2001). As estacas torpedo desenvolvidas pela Petrobras a partir de 1996 e patenteadas em 2003,

vieram como uma alternativa de diminuição de custos de fabricação e instalação de fundações em água profundas (Mastrangelo *et al.*, 2003). Utilizadas a partir de 1999, Medeiros (2001) destaca que o custo de instalação da estaca torpedo apresenta baixa sensibilidade ao aumento da lâmina d'água.

A estaca torpedo (Figura 1.1) consiste em um tubo metálico de ponta fechada, com geometria cônica, dotada ou não de aletas e preenchida com chumbo ou lastro (Costa, 2008). Tipicamente, as estacas possuem de 12 a 15 metros de comprimento, 0,8 a 1,2 metros de diâmetro e pesam 50 a 100 toneladas (Randolph *et al.*, 2010). O método de instalação consiste, basicamente, em soltar a estaca a uma profundidade entre 50 e 100 metros do fundo do mar, deixando-a penetrar no leito. As estacas torpedo foram previamente desenvolvidas para penetração em leitos argilosos, típicos em águas profundas na costa brasileira. A utilização de tais estacas em leitos arenosos apresenta dificuldade de penetração e risco de não atingir a profundidade desejada ou de ficar com o fuste exposto (Silva *et al.*, 2008).



Figura 1.1 – Estaca torpedo (AGUIAR *ET AL.*, 2009)

A Petrobras desenvolve constantes pesquisas a fim de otimizar e aprimorar a geometria e processos que envolvem a utilização da estaca torpedo (Henriques Jr. *et al.*, 2010). O presente

trabalho faz parte do projeto firmado entre a Petrobras, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e a Fundação Empresa Escola de Engenharia (FEEng), intitulado: Sistemas de Jateamento, Transferência de Carga e Melhoramento de Solos. O objetivo principal do projeto é desenvolver e aperfeiçoar as tecnologias para sistemas de ancoragem de plataformas *offshore*. Propõe-se uma nova técnica de instalação da estaca torpedo, por fluidização. O método consiste basicamente em apoiar a estaca no leito marinho e aplicar um jato vertical de água através da ponta da estaca, o que possibilitará sua penetração no fundo marinho por peso próprio e fluidização do solo. Esta dissertação dá seguimento aos trabalhos de Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015), que focaram suas análises na aplicação da técnica em solo arenoso.



## 2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Neste capítulo apresenta-se a justificativa e motivações que levaram a elaboração do presente trabalho, assim como seus objetivos.

### 2.1 JUSTIFICATIVA

A proposta de cravação de estacas por fluidização por peso próprio apresenta uma alternativa aos procedimentos tradicionais de instalação de estacas, principalmente de estacas torpedo no leito marinho. Em solos arenosos, a estaca torpedo apresenta dificuldade de penetração por queda livre, procedimento usualmente adotado na sua cravação para fixação de plataformas de petróleo *offshore* no Brasil (O'Loughlin *et al.*, 2004; Randolph *et al.*, 2005; Gilbert *et al.*, 2008; Silva *et al.*, 2008). Por outro lado, na instalação por queda livre, a estaca torpedo pode atingir profundidades cravadas maiores do que seu comprimento, caso em que trabalha como uma âncora da plataforma *offshore*. O solo acima do topo da estaca pode ser entendido, neste caso, como uma sobrecarga ao nível de tensões ao qual a estaca está submetida.

Os trabalhos de Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015) focaram suas pesquisas na instalação de estacas por fluidização em solo arenoso. Tais estudos ampliaram o conhecimento sobre a técnica utilizada, promovendo também novas lacunas a serem exploradas. A compreensão da mobilização do atrito lateral de estacas fluidizadas em areia destaca-se entre estes assuntos, sendo fator-chave para a correta estimativa da capacidade de carga das estacas em estudo. Na teoria de empuxo de terra, comumente utilizada para estimativa do atrito lateral de estacas em areias, Gavin *et al.* (2009) destacam a dificuldade da escolha do coeficiente de empuxo lateral de serviço ( $K_s$ ), parâmetro que reflete a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical no contato solo-estaca. Na pesquisa de Passini (2015), sobre a instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos, a autora ressalta que o modelo reduzido trabalhado gera resultados preliminares que devem ser avaliados a partir de ensaios de arrancamento em protótipos de maior dimensão.

O aprofundamento dos estudos de cravação de hastes por fluidização e de carga axial mostra-se essencial para a avaliação da viabilidade da aplicação da técnica de fluidização em solos arenosos. Além disso, a análise do mecanismo existente na interface solo-estaca criada pelo processo de instalação por fluidização gera um novo ponto de vista sobre a mobilização do

atrito lateral de estacas instaladas em areia, aumentando a abrangência do entendimento do fenômeno.

## 2.2 OBJETIVO

O objetivo central desta dissertação é aprofundar os estudos sobre a mobilização do atrito lateral em arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização em areia. Dentro deste âmbito, destacam-se os seguintes objetivos:

- Estudar a resistência ao arrancamento de estacas modelo instaladas em areia por fluidização e submetidas a sobrecarga, simulando as condições geométricas de âncoras;
- Estabelecer uma relação entre a resistência ao arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização e de estacas modelo pré-instaladas, considerando uma instalação ideal em que não há perturbação do solo, com densidade relativa próxima ao atingida pelo ensaio de fluidização;
- Estabelecer um grupo de parâmetros adimensionais que descreva adequadamente a resistência ao arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização com e sem sobrecarga, pré-instaladas e cravadas;
- Realizar uma revisão bibliográfica de metodologias de cálculo do atrito lateral em estacas instaladas em areias e fatores que influenciam tal mecanismo.

## 2.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação será dividida nos seguintes Capítulos:

Capítulo 1 – Introdução: apresenta o contexto da pesquisa, descrevendo a descoberta da reserva de petróleo no pré-sal na costa brasileira, as plataformas flutuantes utilizadas para exploração de petróleo *offshore*, a utilização de estacas torpedo para a fixação destas plataformas e a parceria estabelecida entre a Petrobras e a UFRGS para a realização desta pesquisa.

Capítulo 2 – Diretrizes de pesquisa: apresenta a justificativa deste trabalho, destacando a possibilidade da utilização fluidização na instalação de estacas em areia e a importância deste

trabalho para complementar os estudos nesta área. Em seguida, apresentam-se os objetivos da pesquisa e a estrutura da dissertação.

Capítulo 3 – Revisão bibliográfica: dividindo-se em dois sub-itens, este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre os temas abordados nesta pesquisa. O primeiro sub-item apresenta uma síntese sobre os conceitos de resistência lateral de estacas, e o segundo sub-item sobre a fluidização por jatos verticais circulares.

Capítulo 4 – Materiais e métodos: apresenta as características dos materiais e dos equipamentos utilizados na pesquisa, e a descrição dos ensaios de instalação e arrancamento em estacas pré-instaladas e fluidizadas.

Capítulo 5 – Apresentação e análise dos resultados: exhibe os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento de estacas pré-instaladas e fluidizadas. O capítulo também faz análise dos resultados, comparando-os com pesquisas anteriores.

Capítulo 6 – Considerações finais: destaca as principais conclusões obtidas na pesquisa.

Capítulo 7 – Sugestões para pesquisas futuras: apresenta algumas possibilidades de pesquisas futuras que complementariam o trabalho realizado até então.

Ao final são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para a elaboração da dissertação.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os principais conceitos encontrados na literatura sobre os fenômenos estudados neste trabalho. A revisão bibliográfica abordará o mecanismo de resistência lateral de estacas e o mecanismo de fluidização por jatos verticais circulares.

#### 3.1 RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS

Randolph *et al.* (1994) já afirmavam que a capacidade axial de estacas em areia é um aspecto de incertezas na engenharia geotécnica. Mais recentemente, White & Bolton (2004) reiteram que não há um consenso sobre o mecanismo de penetração de estacas em areia ou sobre as propriedades do solo que governam esse comportamento. Devido a falta de conhecimento aprofundado sobre tais fenômenos, a maioria dos métodos de dimensionamento utilizados na prática ainda se baseiam em correlações empíricas e semi-empíricas, as quais falham em adequar a complexidade da interação solo-estaca (Mascarucci *et al.*, 2016). Segundo Randolph e Gourvenec (2011), o dimensionamento é mais robusto se tiver como base os mecanismos do processo, ao invés de ser totalmente empírico. Isto é evidenciado pela larga diferença comumente observada entre previsões e dados experimentais (FHWA, 2010). No contexto de dimensionamento de estacas offshore, White & Bolton (2004) destacam que a técnica mais utilizada é proposta pelo Instituto Americano de Petróleo, porém, também nesta área uma grande diferença é encontrada entre os valores estimados e medidos em campo (Chow, 1997).

A seguir serão detalhadas as metodologias mais consagradas na literatura para o cálculo do atrito lateral em estacas. Estuda-se a influência dos fatores que afetam tais abordagens com objetivo de melhor compreender os mecanismos existentes no contato solo-estaca em areias.

##### 3.1.1 ABORDAGENS DE CÁLCULO

Detalha-se a utilização de duas abordagens principais no desenvolvimento de tensões no fuste da estaca: a teoria do empuxo de terra, considerando a existência de um coeficiente de empuxo de terra na interface solo-estaca  $K_s$ ; e teoria de expansão de cavidade, que considera a rigidez de expansão de cavidade do solo  $k_n$ . Não serão detalhados os possíveis métodos numéricos para a resolução do problema, porém, quando necessário são feitos comentários quanto às

conclusões de trabalhos que utilizaram tais técnicas no entendimento dos fenômenos envolvidos. As duas teorias citadas são relatadas a seguir.

### 3.1.1.1 Teoria do empuxo de terra

Em estacas instaladas em areia a resistência unitária de fuste pode ser calculada pela multiplicação da tensão horizontal efetiva atuante normal ao fuste ( $\sigma'_{hs} = K_s \sigma'_{vo}$ ) e do coeficiente de atrito na interface solo-estaca ( $\mu = \tan \delta$ ), conforme relatado em referências clássicas como Poulos & Davis (1980) e proposto pelo Instituto Americano de Petróleo (API, 2011):

$$f = K_s \sigma'_{vo} \tan \delta \quad (1)$$

sendo:

$f$  = resistência unitária de fuste;

$K_s$  = coeficiente de empuxo lateral de serviço;

$\sigma'_{vo}$  = tensão vertical efetiva;

$\delta$  = ângulo de atrito na interface solo-estaca.

Deve-se destacar que produto de  $K_s$  e  $\tan \delta$  é por vezes chamado de  $\beta$ , e a utilização de  $\beta \cdot \sigma'_{vo}$  para o cálculo do atrito lateral na estaca é conhecido como Método  $\beta$ . Este método é originado na teoria de empuxo de terra, primariamente proposto por Reese e O'Neill (1988) baseando-se em 41 testes de carga em estacas escavadas, e é frequentemente utilizado na prática (Mascarucci *et al.*, 2016; Basu & Salgado, 2012; Loukidis & Salgado, 2008). Basu & Salgado (2012) destacam que diversos autores descreveram diferentes procedimentos para estimar  $\beta$ , porém, estes métodos são em sua maioria empíricos, gerando estimativas pouco confiáveis de  $\beta$  e que não são válidas para todos os tipos de areia. Loukidis & Salgado (2008) reforçam este posicionamento, indicando que apesar da relativa simplicidade da fórmula, uma análise específica pode ser difícil e reflete a grande gama de valores de  $\beta$  propostos na literatura, estes sendo em sua maioria baseados em resultados experimentais e retro-análises de ensaios de prova de carga. Esta parte do trabalho analisará indiretamente a variação de  $\beta$  com as propriedades do solo, uma vez que a compreensão da variação de  $K_s$  e  $\delta$  tem por consequência o entendimento do fator  $\beta$ .

Gavin *et al.* (2009) destacam que é comum a dificuldade na escolha do coeficiente de empuxo lateral de serviço  $K_s$  quando utilizada a teoria convencional de empuxo. O valor de  $K_s$ , após a mobilização total da resistência do fuste da estaca, é diretamente proporcional à dilatância da areia, aumentando com o aumento da densidade relativa da areia e com a diminuição das tensões de confinamento (White & Bolton, 2004; Lehane *et al.*, 2005; Salgado, 2008; Loukidis & Salgado, 2008; Basu *et al.*, 2010; Tehrani *et al.*, 2016). Quanto maior a dilatação da areia, maior o desenvolvimento da tensão horizontal mobilizado no fuste da estaca, e maior o valor de  $K_s$ . Também é consenso entre os autores que os valores de  $K_s$  e o comportamento da resistência de fuste depende do método de instalação da estaca, devido à condição do solo que circunda a estaca ser significativamente alterada pelo processo.

Loukidis e Salgado (2008) realizaram um estudo numérico dos fatores que influenciam a resistência lateral limite de estacas escavadas em areia, levando em consideração a anisotropia inerente das areias e a tensão principal intermediária. Os autores explicam que durante a aplicação de carga axial na estaca, se o solo possuir comportamento dilatante, os elementos próximos ao fuste serão cisalhados e expandirão em direção aos elementos vizinhos do mesmo plano horizontal, gerando um aumento da tensão horizontal efetiva, o que significa um aumento de  $K_s$ . Depois de um certo deslocamento axial da estaca, o solo no entorno do fuste atinge o estado crítico, para de dilatar, e a resistência lateral da estaca atinge sua capacidade limite.

Basu *et al.* (2010) analisaram a capacidade de carga lateral de estacas cravadas hidráulicamente (estacas mega) em areia utilizando simulações unidimensionais em elementos finitos, combinando os comportamentos de expansão de cavidade cilíndrica e o cisalhamento vertical ao longo do fuste da estaca. O estudo mostra que o comportamento está diretamente relacionado à variação dos valores de  $K_s/K_o$ , sendo  $K_o$  o coeficiente de empuxo lateral no repouso. Para uma instalação monotônica, foi observado um aumento dos valores da razão para um aumento de densidade relativa e diminuição das tensões de confinamento iniciais. Para estacas cravadas em areias que dilatam durante o cisalhamento, ou seja, areias densas,  $K_s$  é consideravelmente maior que o coeficiente  $K_o$  de empuxo lateral no repouso.

Loukidis & Salgado (2008) assumem que para estacas escavadas a densidade e o estado de tensões do solo ao redor da estaca são os mesmos antes e depois de sua instalação. Apesar da escavação do fuste da estaca causar distúrbios no solo em seu entorno, os autores destacam que tal efeito é pequeno se a estaca for bem executada e escavada com o auxílio de bentonita ou

polímero. Além disso, de acordo com Fleming *et al.* (1992), a própria concretagem da estaca gera um valor de  $K_s$  ligeiramente maior que  $K_o$ . No seu estudo para estacas escavadas, Loukidis & Salgado (2008) encontram que a razão  $K_s/K_o$  diminui com o aumento de  $K_o$ , o que sugere que a tensão horizontal desenvolvida no fuste da estaca seria menor para uma areia sobreadensada.

Gavin *et al.* (2009) apresentam resultados de uma série de experimentos de campo em estacas instrumentadas instaladas em areia, com objetivo de estudar o desenvolvimento da resistência de fuste em estacas hélice contínua. Estimativas da resistência de fuste usando a teoria convencional do empuxo lateral foram as menos confiáveis entre os métodos avaliados. Devido a raridade da disposição de amostras de solo de alta qualidade, os autores relatam que a obtenção de parâmetros do solo como o OCR é de difícil acesso na prática. O estudo conclui que métodos que incorporaram parâmetros diretamente interpretados de ensaios *in situ* geraram as estimativas mais consistentes de capacidade de carga lateral de estacas.

O'Neil and Reese (1999) sugerem a utilização de valores de  $K_s/K_o$  variando de 0,67 quando a estaca é escavada utilizando lama bentonítica, até 1,0 em escavações secas. Basu *et al.* (2010) indicam  $K_o = 0,45$  como um valor apropriado para areias normalmente consolidadas. Para Salgado *et al.* (1998), para areias normalmente adensadas, pode-se encontrar valores de  $K_o$  inferiores a 0,4 para areias densas e superiores a 0,45 para areias fofas. Belloti *et al.* (1997) mostram valores de  $K_o$  em torno de 0,35 para areia com densidade relativa de 80%, de 0,43 para  $Dr = 51\%$  e 0,52 para  $Dr = 35\%$ . Yamashita *et al.* (2000) apresenta valores de 0,46 e 0,34 para densidades relativas de 50% e 87%, respectivamente.

Loukidis e Salgado (2008), para uma simulação numérica de estaca cravada com diâmetro igual a 0,5 metros,  $K_o = 0,4$  e tensões de confinamento a partir de 100kPa, encontraram valores de  $K_s$  menores que os valores de  $K_o$  para uma densidade relativa da areia em torno de 30%, aproximadamente. Por outro lado, os autores mostraram que  $K_s$  pode ser até 2,5 vezes maior que  $K_o$  para  $Dr = 90\%$  em tensões de confinamento de aproximadamente 50kPa. Loukidis & Salgado (2008) assumem que para areias fofas o valor de  $K_s$  será próximo ao valor de  $K_o$ , e para areias densas seu valor pode ser maior que 1 para altas densidades relativas e baixas tensões de confinamento, mesmo que a areia seja normalmente consolidada.

Por meio de ensaios de carga axial em estacas modelo pré-instaladas em câmara de calibração, Tehrani *et al.* (2016) mostraram que a resistência lateral de estacas aumenta com o aumento da

rugosidade da estaca. Para o mesmo deslocamento vertical da cabeça da estaca, os deslocamentos e deformações do solo próximo à estaca aumentaram com o aumento da rugosidade. Ou seja, os valores do coeficiente de empuxo lateral durante o carregamento aumentam com o aumento da rugosidade da estaca. Fioravante (2002) chegou à mesma conclusão por meio de ensaios em centrífuga em estacas pré-instaladas, nos quais a máxima resistência lateral se mostrou dependente da rugosidade da superfície da estaca. A rugosidade normalizada da estaca é definida como a razão entre a rugosidade máxima  $R_{m\acute{a}x}$  (máxima distância vertical entre um pico e uma depressão de uma superfície em um comprimento igual a  $d_{50}$ ) e o diâmetro médio das partículas  $d_{50}$  (Figura 3.1), ou seja:

$$R_n = \frac{R_{m\acute{a}x}}{d_{50}} \quad (2)$$

sendo:

$R_n$  = rugosidade normalizada;

$R_{m\acute{a}x}$  = rugosidade máxima.

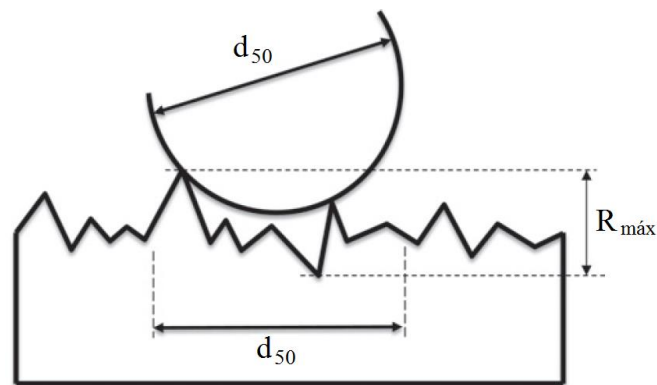


Figura 3.1 – Definição de rugosidade máxima e rugosidade normalizada (adaptado de TEHRANI ET AL., 2016)

Fioravante (2002) destaca que quando uma estaca é carregada em campo, uma banda de cisalhamento é formada próxima ao fuste da estaca e a espessura da banda de solo que circunda a estaca (e que afeta o processo de mobilização de atrito lateral) depende da rugosidade da estaca. Ele também mostra que estacas lisas ( $R_n < 0.02$ ) geram menores resistências laterais que estacas rugosas ( $R_n > 0.1$ ), independentemente do estado inicial do solo. Fioravante *et al.* (2010) mostram que para  $R_n < 0.2$  o cisalhamento ao longo da interface solo-estaca não ocorre no solo imediatamente adjacente à estaca, mas em uma estreita camada que se desenvolve próxima à superfície da estaca. Os autores concluem que é a resistência ao cisalhamento do solo



nas vizinhanças do fuste da estaca que controla a mobilização da resistência lateral. O pensamento é reforçado por Mascarucci *et al.* (2016), que afirmam que a resistência lateral de estacas depende do comportamento de uma fina camada de solo presente no entorno da estaca e que, por isso, todas abordagens eficazes de prever o atrito lateral devem considerar os mecanismos que ocorrem nesta zona crítica, da instalação até a fase de carregamento.

### 3.1.1.2 Teoria da expansão de cavidade

Estudos clássicos de expansão de cavidade associados à instalação de estacas foram introduzidos pioneiramente por Vésic (1972). Lehane & White (2005) destacam que a capacidade última de fuste mobilizada em estacas em modelo reduzido difere da de estacas em verdadeira grandeza. Lehane (1992) mostra que enquanto o efeito de dilatação é dominante na determinação de resistência lateral de estacas modelo de deslocamento de pequeno diâmetro, não contribuirá mais que 5% na resistência lateral de estacas em escala real ( $D > 300\text{mm}$ ). Lehane & White (2005) também relatam que as mudanças na tensão lateral de estacas de pequeno diâmetro durante seu carregamento têm efeito dominante no desenvolvimento das tensões de cisalhamento de fuste. Tais mudanças na tensão lateral mostram ser controladas pela rigidez radial do solo e pela dilatação da banda de cisalhamento na interface solo/estaca.

Boulon & Foray (1986) postularam que a dilatação da areia na interface solo-estaca é o mecanismo responsável pela mobilização de tensões de cisalhamento no fuste de estacas modelo de pequeno diâmetro. Os autores utilizaram analogias com a teoria de expansão de cavidade para deduzir a expressão a seguir sobre o aumento na tensão lateral de estacas devido a expansão radial do solo  $\Delta t_s$ :

$$\Delta \sigma'_h = \frac{4G \Delta t_s}{D} = k_n \Delta t_s \quad (3)$$

sendo:

$\Delta \sigma'_h$  = variação da tensão lateral;

$G$  = módulo de cisalhamento;

$\Delta t_s$  = expansão radial do solo no entorno da estaca;

$k_n$  = rigidez da expansão de cavidade do solo.

$G$  é o módulo de cisalhamento da areia que restringe a dilatação do solo que expande. Logo, a tensão de cisalhamento unitária na estaca e sua capacidade lateral última, para uma estaca de diâmetro  $D$  e comprimento  $L$ , é dada por:

$$\tau_p = \left( \sigma'_{ho} + 4 \frac{G \Delta t_s}{D} \right) \tan \delta \quad (4)$$

$$\tau_{pav} = \left( \frac{1}{\pi DL} \right) \int_0^L \tau_p dz \quad (5)$$

sendo:

$\tau_p$  = tensão de cisalhamento unitária na estaca;

$\sigma'_{ho}$  = tensão lateral no repouso;

$\tau_{pav}$  = capacidade lateral última do solo.

Entretanto, Lehane & White (2005) observam que, atualmente, os parâmetros  $\Delta t_s$  e  $G$  não podem ser estimados de maneira a encontrar valores confiáveis para os resultados de  $\Delta \sigma'_h$ . A deformação imposta pela instalação da estaca influencia  $G$ , o qual, mesmo para pequenos  $\Delta t_s$ , pode mudar substancialmente para o valor de campo para pequenas deformações  $G_0$ . A espessura  $t_s$  e as deformações volumétricas na interface solo/estaca governam o valor de  $\Delta t_s$ . Poucos estudos sobre tais valores já foram realizados, embora algumas observações tenham sido feitas a partir de ensaios de cisalhamento realizados em equipamento com paredes transparentes (Uesugi *et al.*, 1988).

Considerando que o valor de  $\sigma'_{ho}$  mantém-se o mesmo, destaca-se os seguintes tópicos sobre os fatores que interferem no valor de  $\tau_p$ :

- o acréscimo de tensão lateral efetiva  $\Delta \sigma'_h$  devido ao deslocamento radial proveniente da dilatação varia de maneira inversamente proporcional ao diâmetro da estaca, gerando contribuições relativamente menores à capacidade de carga lateral de estacas quanto maior o seu diâmetro (Lehane *et al.*, 2005);
- a magnitude de  $\Delta \sigma'_h$  depende da rigidez da expansão de cavidade do solo no entorno da estaca, que para areias depende primariamente do nível de tensões e deformações ao qual é submetida (Lehane *et al.*, 2005);
- a variação da espessura da banda de cisalhamento ( $\Delta t_s$ ) devido à expansão de cavidade independe do diâmetro da estaca. Estudos conduzidos por Boulon (1988) e Desrues (1991) indicam que a espessura da zona dilatante é tipicamente 2 a 10 vezes o diâmetro médio da areia ( $d_{50}$ ) e varia com a rugosidade da estaca,

a densidade relativa da areia e o nível de tensões. Frost *et al.* (2004) mostraram que para  $d_{50}$  menores que 0.75 mm a espessura da zona de cisalhamento independe de  $d_{50}$  e é, aproximadamente, 2 mm;

- Uesugi & Kishida (1986) e Dietz (2000) mostraram que o ângulo de atrito solo-estaca  $\delta$  aumenta linearmente com a rugosidade normalizada da estaca até um valor máximo igual ao ângulo de atrito do solo;
- antes do deslizamento das partículas de areia acontecer junto ao fuste da estaca, o deslocamento necessário para gerar atrito lateral varia diretamente com o diâmetro da estaca, segundo Randolph & Wroth (1978). O acréscimo de tensão horizontal a pequenos deslocamentos é relativamente baixo quando comparado ao valor quando o deslizamento entre as partículas é predominante. Garnier & König (1998) mostraram que os deslocamentos necessários para mobilizar o atrito lateral máximo na estaca em campo e em modelos reduzidos é da mesma ordem (2 a 10 mm). Lehane & White (2005) observam que para estacas em modelo reduzido, tais movimentos podem ser maiores que os movimentos necessários para mobilizar a resistência de ponta máxima da estaca.

### 3.1.2 ÂNGULO DE ATRITO SOLO-ESTACA

Salgado (2008) destaca que o valor do ângulo de atrito solo-estaca  $\delta$  em areias deve ser expresso em função do ângulo de atrito interno no estado crítico da areia ( $\phi'_{cv}$ ), pois grandes deformações são induzidas próximo ao fuste da estaca quando submetida a cargas últimas, sendo capazes de fazer uma porção de solo adjacente à estaca atingir seu estado crítico. Yang *et al.* (2006) ressaltam que o ângulo  $\delta$  depende da natureza do fuste da estaca e do solo no seu entorno, e pode ser determinado de maneira razoável utilizando ensaios de cisalhamento. Mais especificamente, o ângulo  $\delta$  depende do tamanho médio das partículas ( $d_{50}$ ) de areia e da rugosidade da estaca, como demonstrado nas pesquisas sobre as características da interface solo-estaca em estacas de aço realizadas por Ramsey *et al.* (1998). O estudo conclui que para estacas de concreto onde a rugosidade da superfície é relativamente alta, a superfície de deslizamento ocorre dentro da massa de solo e o ângulo de atrito solo-estaca é igual ao ângulo de atrito no estado crítico da areia. Uesugi & Kishida (1986) e Dietz (2000) mostraram que o ângulo de atrito solo-estaca  $\delta$  aumenta linearmente com a rugosidade normalizada da estaca até um valor máximo igual ao ângulo de atrito no estado crítico da areia.

Salgado (2008) propõe para estacas escavadas a utilização de  $\delta = \phi'_{cv}$ , pois o cisalhamento se dará no solo imediatamente adjacente à estaca. Qualquer descarregamento das tensões do solo durante a escavação é reestabelecido na concretagem da estaca, atingindo aproximadamente a tensão horizontal inicial. Para estacas de deslocamento o autor aconselha o uso de  $0.95\phi'_{cv}$  para estacas cravadas de concreto e  $0.85\phi'_{cv}$  a  $0.9\phi'_{cv}$  para estacas cravadas de aço. Loukidis e Salgado (2008) ressaltam que o ângulo de atrito solo-estaca mobilizado ao longo do fuste de estacas escavadas em areia é independente da densidade relativa da areia e da tensão efetiva do solo. Para efeitos de dimensionamento, pode-se adotar o valor de  $0.95\phi'_{cvTXC}$  a  $1.00\phi'_{cvTXC}$ , onde  $\phi'_{cvTXC}$  é o ângulo de atrito interno do solo no estado crítico em compressão triaxial. Alawneh *et al.* (1999) observam que para uma estaca de aço a rugosidade máxima é de, aproximadamente,  $100\mu\text{m}$ .

### 3.1.3 BANDA DE CISALHAMENTO SOLO-ESTACA

Mandl *et al.*, (1977) relatam que o cisalhamento de um volume de areia densa resulta na formação de uma banda de cisalhamento. Uesugi *et al.* (2008) destacam que a formação da banda de cisalhamento na areia próxima a outro material, como concreto ou metal, depende da rugosidade da interface. As partículas de areia deslizam, rolam e tendem a se mover para longe de superfícies rugosas (dilatação), mas tendem a deslizar ao longo de superfícies lisas, sem rolamento ou deformações significativas. Tehrani *et al.* (2016) relatam que uma observação comum em diversos estudos sobre o desenvolvimento da banda de cisalhamento é que a razão de vazios entre a banda de cisalhamento alcança um valor limite que é significativamente diferente da razão de vazios do solo fora da banda de cisalhamento.

Uesugi *et al.* (2008) observam que uma pequena banda de cisalhamento tende a se formar quando a interface de deslizamento é rugosa, possuindo uma espessura  $t_s$  de 5 a 30 vezes o diâmetro médio das partículas  $d_{50}$ . Segundo Uesugi *et al.* (1988) e Oda *et al.* (2004),  $t_s$  deve estar entre 5 e 20 vezes o  $d_{50}$ , que é a espessura da banda de cisalhamento tipicamente observada em areias.

Loukidis & Salgado (2008) destacam que as análises com diferentes valores de diâmetro de estaca e largura da banda de cisalhamento ( $t_s$ ), mas com o mesmo valor de razão entre as grandezas geram resultados quase idênticos. Por isso, os autores afirmam que o efeito de escala é totalmente controlado pela razão  $t_s/D$ , e não pelos valores absolutos das grandezas. Tal

relação se torna útil para analisar as diferenças entre os valores de  $K_s/K_0$  para protótipos e estacas-modelo instaladas no mesmo solo, onde às diferenças encontradas atribui-se o efeito de escala. As variações dos valores de  $K_s/K_0$  com  $t_s/D$  avaliadas pelos autores, para uma areia com  $D_r=90\%$  e tensão vertical efetiva de 100kPa, podem ser observadas na Figura 3.2. Os autores observam que o efeito de escala é pequeno para  $t_s/D < 0.01$  ( $D/d_{50} > 1000$ ) mas torna-se importante para o estudo de estacas-modelo, onde  $t_s/D$  por ser muito maior. De acordo com Garnier e König (1998), o tamanho do grão se torna negligenciável para  $D/d_{50} > 100$ ; para Foray *et al.* (1998) isso ocorre para  $D/d_{50} > 200$ .

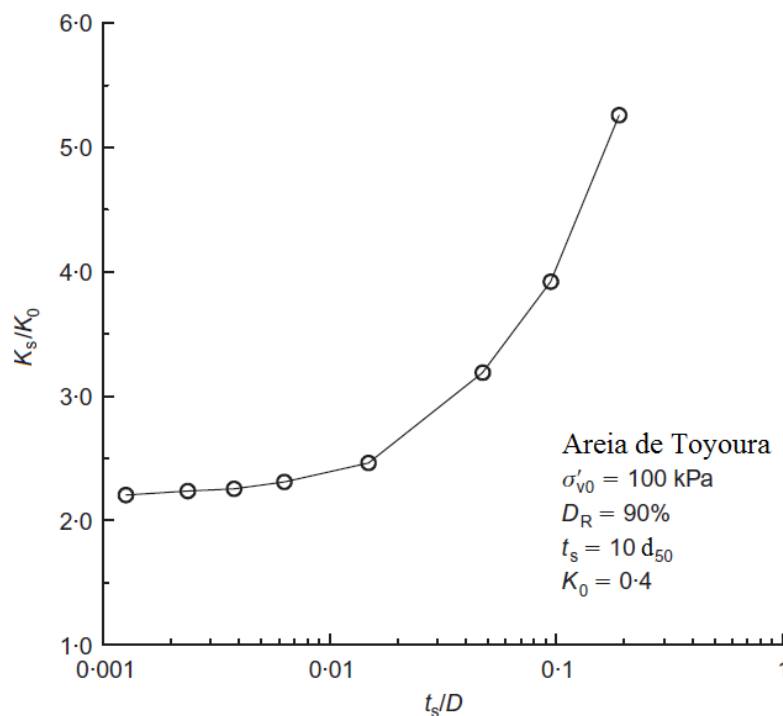


Figura 3.2 – Efeito de escala (adaptado de LOUKIDIS & SALGADO, 2008)

Alshibli & Sture (1999) realizaram ensaios de carga axial em estacas modelo pré-instaladas em câmara de calibração, relatando que a espessura da banda de cisalhamento  $t_s$  não aumenta linearmente com o aumento do diâmetro médio das partículas. Os autores observam que a espessura normalizada  $t_s/d_{50}$  da banda de cisalhamento decresce conforme o tamanho da partícula de areia aumenta. Para estacas rugosas instaladas em areias densas ou medianamente densas, a máxima espessura encontrada para a banda de cisalhamento variou entre  $3,9d_{50}$  a  $5,2d_{50}$ , enquanto a média ficou de 3,2 a 4,2. Não se detectou a banda de cisalhamento para estacas lisas.

### 3.1.4 INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA ESTACA

Loukidis e Salgado (2008) afirmam que o valor de  $K_s$  aumenta com a diminuição do diâmetro da estaca, mas que na prática este efeito é negligenciável devido aos diâmetros utilizados em relação ao tamanho dos grãos de areia. Tal efeito se torna importante no estudo de estacas-modelo em laboratório, onde a razão entre o tamanho médio do grão e o diâmetro da estaca é relativamente grande.

Testes de arrancamento em areia densa realizados em centrífuga por Lehane *et al.* (2005) indicaram um aumento significativo na tensão horizontal efetiva quando as estacas são ensaiadas até a ruptura. Os autores mostram que a taxa de aumento reduz com aumento do diâmetro da estaca e com o aumento da tensão de confinamento. A análise dos resultados indica que o grau de dilatação da areia no entorno da estaca depende não somente das condições de contorno e propriedades da areia, mas também da rigidez da expansão de cavidade do solo que aprisiona a estaca. A Figura 3.3 mostra o aumento da tensão lateral durante o cisalhamento de estacas de pequeno diâmetro para um dado nível de tensões, encontrada por Lehane *et al.* (2005). Na Figura 3.4, dos mesmos autores, pode-se observar que o acréscimo de tensão lateral reduz conforme o nível de tensões aumenta.

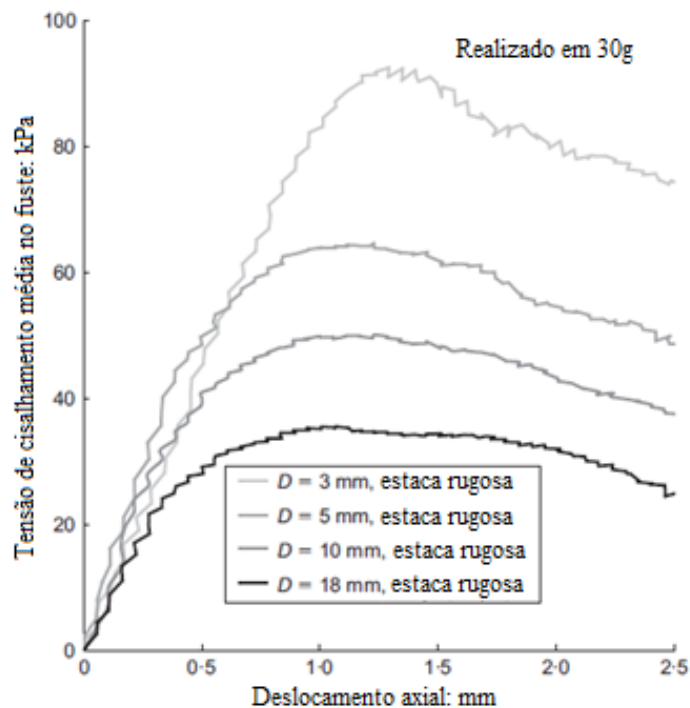


Figura 3.3 – Variação da tensão lateral com o diâmetro da estaca (adaptado de LEHANE ET AL., 2005)

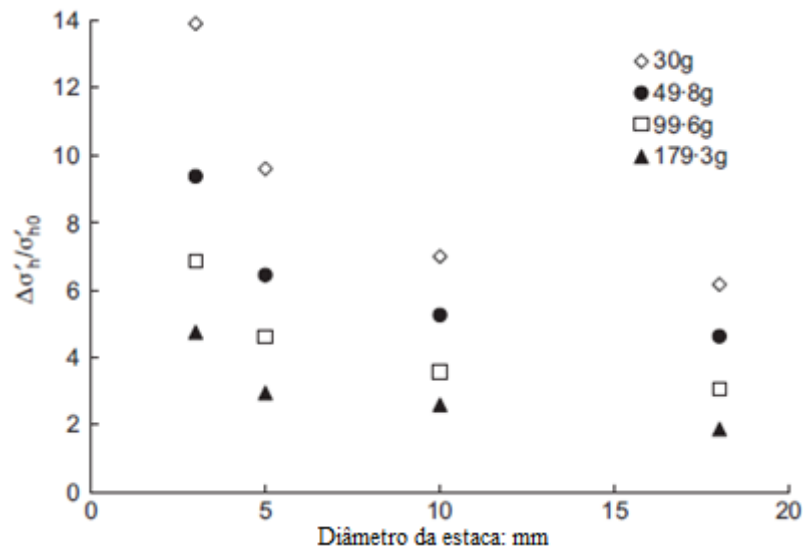


Figura 3.4 – Variação da tensão lateral efetiva normalizada com o diâmetro da estaca e com o nível de tensões (adaptado de LEHANE ET AL., 2005)

Klotz & Coop (2001) também relataram a dependência entre a tensão lateral de estacas em areias e o diâmetro da estaca. Foray *et al.* (1998) mostram que a tensão lateral decresce com o aumento do diâmetro da estaca e com o decréscimo o diâmetro médio das partículas (considerado no estudo como  $d_{50}$ ).

Lehane *et al.* (2005) relatam que a rigidez da expansão de cavidade ( $k_n$ ) para estacas de grande diâmetro é muito menor que para modelos reduzidos em centrífuga, devido a inversa dependência de  $k_n$  ao diâmetro da estaca, sugerindo que a contribuição da zona dilatante é menor para estacas reais em grande escala. Na Figura 3.5 pode-se observar que com o aumento da rigidez da expansão da cavidade o deslocamento horizontal máximo diminui e o acréscimo de tensão lateral aumenta.

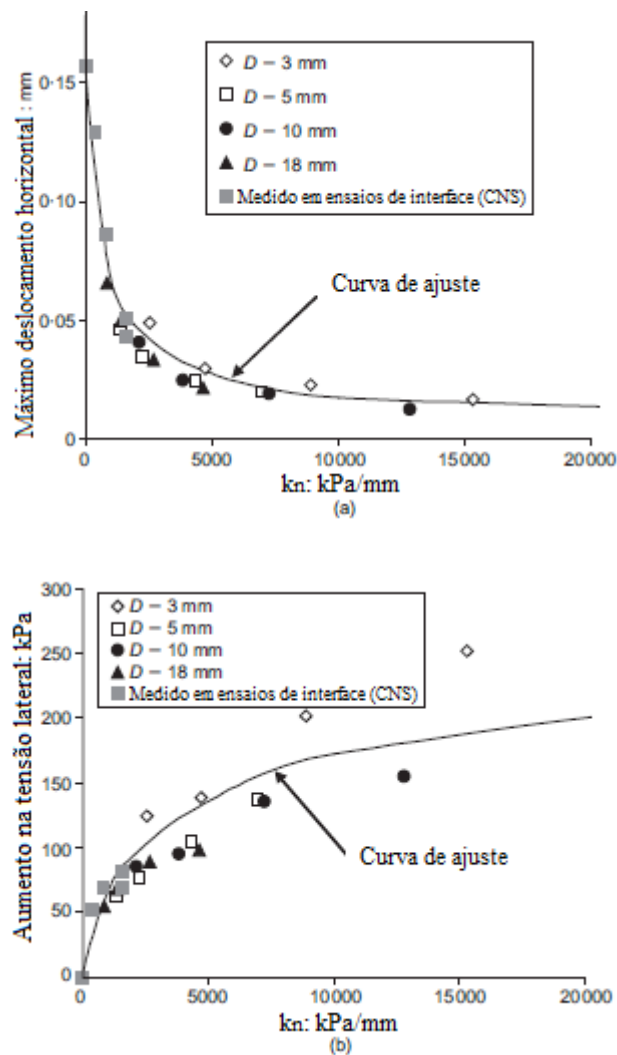


Figura 3.5 – Variação do (a) máximo deslocamento horizontal e do (b) aumento de tensão com a rigidez da expansão de cavidade do solo (adaptado de LEHANE ET AL., 2005)

### 3.1.5 FADIGA POR ATRITO

Diversos estudos comprovaram que a tensão horizontal atuante no fuste da estaca decresce com a aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento (White & Bolton, 2004; White & Lehane, 2004; Gavin *et al.*, 2009; Basu *et al.*, 2010). Basu *et al.* (2010) destacam que devido às sucessivas cargas e descargas para a cravação da estaca, ciclos de esforços de cisalhamento são induzidos na lateral da estaca, causando decréscimo da sua capacidade de carga lateral – a qual é função de  $K_s$ . Tal comportamento é comumente chamado de fadiga por fricção ou fadiga por atrito (“*fatigue friction*”).



Gavin *et al.* (2009) inferem que para estacas cravadas o efeito das altas tensões na base e da fadiga por atrito afeta a distribuição da resistência do fuste, resultando em uma alta resistência lateral nas proximidades da ponta da estaca. Esse efeito é tal que a resistência média ao longo de uma estaca curta pode ser maior para uma estaca cravada do que para uma hélice contínua. Em contraste, a resistência média do fuste de uma estaca hélice contínua longa pode exceder a de uma estaca longa cravada.

Vários autores registraram em ensaios de cisalhamento de interface que ciclos de cisalhamento geram maior contração de volume que a aplicação monotônica de cisalhamento (Al-Douri & Poulos, 1991; Dietz, 2000; DeJong *et al.*, 2003). White & Bolton (2004) apresentam uma explicação ao fenômeno. Os autores relatam que a área de interface entre a estaca e o solo se contrai durante o cisalhamento ao longo da interface solo-estaca. Este mecanismo oferece uma explicação para a degradação da tensão de cisalhamento na estaca em um dado ponto do solo com o aumento da penetração da estaca (fadiga por atrito) e subsequente recuperação da capacidade com o tempo (*setup*).

Conforme White & Bolton (2004), o solo adjacente à estaca se descarrega em extensão horizontal conforme a estaca avança e a zona de interface se contrai. A Figura 3.6 resume as observações sobre os mecanismos de deformação encontrados pelos autores. Este mecanismo liga as observações cinemáticas sobre uma zona de interface contrativa e a degradação do atrito lateral próximo da ponta da estaca. Na linha XY cria-se um grande acréscimo de tensão horizontal conforme o solo é pressionado lateralmente. Ao longo da linha YZ o solo contrai com o contínuo cisalhamento ao longo da interface solo-estaca. O alívio de tensões é representado por duas rigidezes de mola, nas zonas A e B. A zona A, fixada na base da estaca, exerce uma tensão lateral no fuste da estaca. Conforme a estaca avança e a região no entorno da estaca contrai, ocorre um alívio de tensões e a mola descarrega (zona B), diminuindo o atrito lateral naquela região.

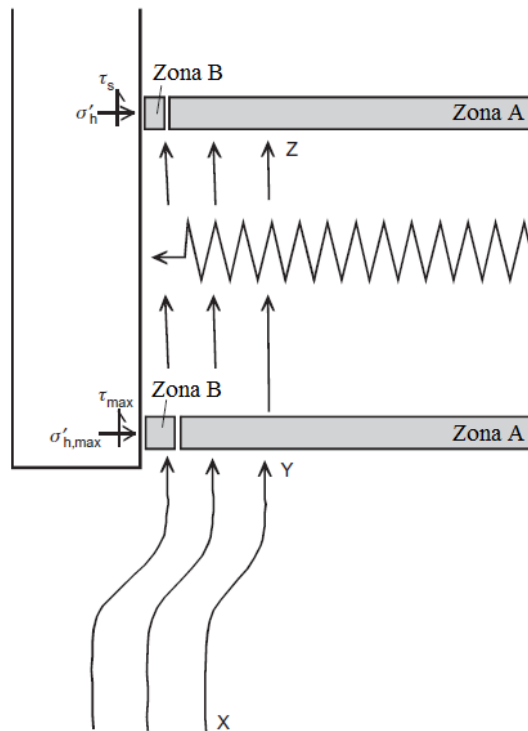


Figura 3.6 – Cinemática do fenômeno de fadiga por atrito próximo à ponta da estaca (adaptado de WHITE & BOLTON, 2004)

White & Lehane (2004) realizaram ensaios em centrífuga com estacas modelo equipadas com sensores de tensão lateral para examinar a distribuição de tensões horizontais atuantes no fuste de estacas de deslocamento durante sua instalação e subsequente aplicação de esforços cíclicos. Durante a instalação monotônica das estacas, não foi identificada fadiga por atrito. Métodos com esforços cíclicos causaram significativa degradação do atrito lateral da estaca. White & Lehane (2004) afirmam que a degradação do atrito lateral em um dado horizonte durante a instalação e aplicação de esforços cíclicos é melhor caracterizada pelo número de ciclos ao qual o ponto foi submetido do que pela razão entre a distância do ponto até a ponta da estaca. Os autores destacam que técnicas modernas de instalação de estacas cravadas envolvem um número de ciclos reduzidos de carregamento e devem, portanto, gerar maiores resistências laterais na estaca do que os métodos tradicionais de instalação dinâmica.

Em seu estudo, White & Lehane (2004) afirmam que para um dado método de instalação, a tensão lateral no repouso atuante em um dado ponto de uma estaca de deslocamento pode ser descrita como uma função relativamente única da resistência de ponta do ensaio de cone e do número de ciclos impostos durante a instalação. A grande influência do número de ciclos é atribuída à contração de uma estreita zona de cisalhamento na interface solo-estaca, assim como

descrito por White & Bolton (2004). Os autores destacam que a fadiga por atrito existe devido à aplicação de cargas cíclicas. Durante a penetração contínua não há alívio de tensões no fuste, ou seja, a tensão lateral não é uma função da distância de um dado ponto até a ponta da estaca. A fadiga por atrito não pode ser atribuída a uma zona de maiores tensões no entorno da ponta da estaca, conforme a estaca é cravada. Ao invés disso, os autores afirmam que a redução da tensão lateral é melhor explicada pelo histórico de aplicação de cargas cíclicas na estaca.

### 3.1.6 EFEITO *SETUP*

O envelhecimento de solos granulares, chamado de *ageing*, é frequentemente manifestado como um aumento na resistência de solos granulares com o tempo (Mitchell & Solymar, 1984; Schmertmann, 1991; Thomann & Hryciw, 1992; Ng *et al.*, 1998). Bowman & Soga (2005) definem o *ageing* como o processo onde solos granulares recentemente depositados ganham rigidez e força ao longo do tempo e tensão efetiva constante. Os autores descrevem o efeito de *setup* como um fenômeno ligado ao *ageing*, sendo o aumento da capacidade de carga com o tempo de estacas em solos granulares. Os casos reportados neste capítulo mostram que a capacidade de carga lateral da estaca pode passar do dobro ou triplo da capacidade inicial, medida após instalação da estaca.

Sabe-se que a capacidade axial de estacas cravadas em areia aumenta nos meses que seguem sua instalação, durante um longo tempo após a dissipação de poropressões induzidas pelo processo de instalação (Rimoy *et al.*, 2015). Os efeitos do aumento da capacidade de carga de estacas instaladas em areia com o tempo foi reportada por diversos autores, como Rimoy *et al.* (2015), Lim & Lehane (2014), Gavin *et al.* (2013), Jardine *et al.* (2006), Bowman & Soga (2005), White & Bolton (2004), Axelsson (2000), Bullock *et al.* (2005), York *et al.* (1994), Schmertmann (1991), Lehane *et al.* (1993), Chow *et al.* (1998), Brucy *et al.* (1991), Ng *et al.* (1998), entre outros.

Porém, há incertezas sobre os processos que governam o efeito de *setup* e como eles podem variar para cada caso. Rimoy *et al.* (2015) destacam que projetar como o efeito de *setup* se desenvolve na prática depende em saber como o ele varia com a escala da estaca, tipo de estaca, história de carregamento, perfil de solo e presença de água.

Propostas para o mecanismo que rege o *ageing* e o efeito de *setup* em areias foram apresentadas por Schmertmann (1991), Astedt *et al.* (1992), Lehane *et al.* (1993), Chow *et al.* (1998), Bea *et*

*al.* (1999), Axelsson (2000), Bowman & Soga (2005), Lim & Lehane (2014), Gavin *et al.* (2015), entre outros. Lehane *et al.* (1993), mostraram que a capacidade de carga lateral de estacas segue o seguinte critério:

$$\tau_p = (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan \delta \quad (6)$$

sendo:

$\sigma'_{rc}$  = tensão radial efetiva depois da instalação da estaca e equalização de tensões;

$\Delta\sigma'_{rd}$  = acréscimo da tensão radial durante o carregamento da estaca devido à dilatação.

Baseados na equação, Chow *et al.* (1998), Bowman & Soga (2005) e Rimoy *et al.* (2015) consideraram três possíveis mecanismos para o efeito de *setup*:

a. Redistribuição das tensões radiais (hipótese A):

Segundo Chow *et al.* (1998), trata-se das mudanças no regime de tensões ao redor da estaca (*creep*), que leva ao aumento de  $\sigma'_{rc}$ . Para os autores, tais mudanças foram o mecanismo dominante no aumento da resistência por *setup* em estacas. Rimoy *et al.* (2015) afirmam que a instalação da estaca gera a distribuição de tensões extremas, com tensões circunferenciais e radiais efetivas máximas se desenvolvendo em uma distância radial significativa do fuste da estaca. Com a instalação da estaca as tensões atingem seus picos, mas o efeito de *creep* faz com que esses picos sejam suavizados com o tempo. Como resultado, a tensão radial efetiva e o atrito axial aumentam gradualmente até que distribuições estáveis sejam estabelecidas. Lim & Lehane (2014) inferem que a redistribuição de tensões deveria ser vista como uma recuperação da perturbação do solo pela cravação, com a tensão radial no fuste tendendo a condições que representariam uma instalação com menor fadiga por atrito.

b. Aumento da dilatação da areia no fuste da estaca (hipótese B):

Chow *et al.* (1998) afirmam que os efeitos de *ageing* nas propriedades do solo resultam no aumento da dilatação da areia. O rearranjo microestrutural e o aumento do intertravamento das partículas com o tempo pode aumentar a resistência de fuste na ruptura, por meio do incremento de tensão radial efetiva por dilatação induzido cinematicamente, expresso por Lehane *et al.* (1993) pela equação:

$$\Delta\sigma'_{rd} = \frac{2 G \Delta r}{R} \quad (7)$$

sendo:

$\Delta r$  = dilatação radial ao longo do tempo;

$R$  = raio da estaca.

Qualquer aumento na dilatação radial ao longo do tempo,  $\Delta r$ , requerida para permitir a ruptura na interface solo-estaca, ou aumento do módulo de cisalhamento operacional  $G$ , aumentará a capacidade de carga lateral da estaca. Chow (1997) realizou ensaios de cisalhamento com areia de Dunkirk contra uma interface de metal. Impondo uma tensão normal de 300 kPa para períodos entre 1 a 63 dias, ela mostrou que ambos  $\Delta r$  e  $G$  aumentam com o tempo. Zhang & Wang (2015) relataram igualmente o aumento na velocidade de onda cisalhante (e redistribuição de tensões) na zona ao redor do fuste da estaca em 80 horas. Para estacas de mesma rugosidade e cravadas em areias similares, a equação apresentada indica que o aumento na capacidade devido a  $\Delta r$  e  $G$  variam com  $1/R$ , ou seja, estacas de pequeno diâmetro teriam maiores ganhos.

c. Processos físico-químicos (hipótese C):

Rimoy *et al.* (2015) destacam que tais processos envolvendo as partículas de areia, a possível presença de água e o material da estaca podem gerar uma maior aderência da areia no fuste da estaca (*bonding*), maior rugosidade da interface solo-estaca e/ou enrijecimento da areia. A superfície de ruptura seria expandida como se houvesse um aumento do raio da estaca. O aumento dos esforços radiais se daria pelo aumento de  $\Delta r$  e  $G$  (hipótese B), e possivelmente com ângulo de atrito interno do solo ocorrendo na ruptura, ao invés do ângulo de atrito solo-estaca. Chow *et al.* (1998) destacam que a corrosão química resulta em um acréscimo da rugosidade da superfície e do ângulo de atrito solo-estaca.

White & Bolton (2004) propuseram o mecanismo de contração de interface para explicar o efeito de *setup* de estacas em areias. Os autores explicam que imediatamente após a passagem da ponta da estaca no solo, a distribuição radial de tensões é representada pela curva OA, na

Figura 3.7, criada conforme o solo é empurrado radialmente durante a cravação da estaca. Conforme a zona de interface contrai, ocorre o colapso da cavidade cilíndrica do solo ao redor da estaca, o que gera uma rápida redução na alta tensão radial ( $\sigma_r$ ) criada pelo processo de instalação. Como resultado, a tensão radial atuante no fuste da estaca (ponto B da Figura 3.7) diminui também em regiões mais distantes da zona influenciada pelo colapso da cavidade. Com o tempo, os gradientes elevados de tensão em campo ao redor da estaca relaxam, criando uma distribuição de tensão radial mostrada na curva OC, a qual mostra um crescimento da tensão radial atuante no fuste da estaca e, assim, o efeito de *setup*.

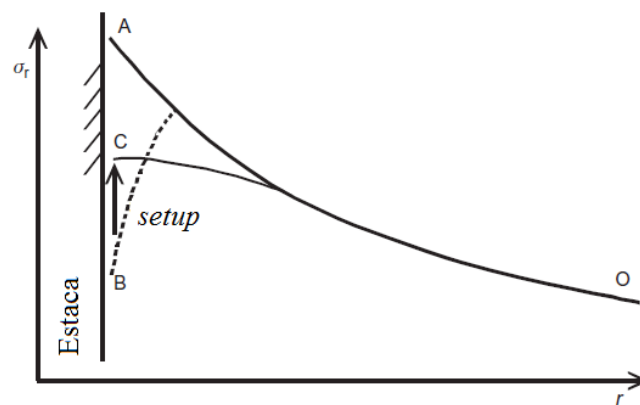


Figura 3.7 – Distribuição de tensões radiais devido à contração de interface (adaptado de WHITE & BOLTON, 2004)

Entretanto, Bowman & Soga (2005) ressaltam que tal teoria sugere que o efeito de *setup* seria maior no topo da estaca (onde haveria um colapso de cavidade acentuado), o que não é comprovado nos ensaios de campo (Samson & Authier, 1986; Chow *et al.*, 1998, Gavin *et al.* 2013). Além disso, a teoria também sugeriria que o efeito de *setup* começa logo após a dissipação das poropressões, o que não estaria de acordo com alguns estudos e ensaios de campo (Tomlinson, 1996; Zhao, 2002; Jardine *et al.*, 2005; Lim & Lehane, 2014), os quais sugerem que há um intervalo maior para o início do *setup*.

Gavin *et al.* (2013) observam que apesar dos debates sobre o mecanismo que controla o efeito de *setup*, sabe-se que o fenômeno ocorre devido a principalmente mudanças na resistência lateral da estaca - e não na sua base - e que não está relacionado à dissipação do excesso de poropressão, dissipada rapidamente em areias após a instalação da estaca. Os autores ressaltam que apesar dos efeitos evidentes e potencialmente benéficos do *setup* em estacas, devido às incertezas do mecanismo que o controla e à dispersão dos dados de casos históricos na área, o fenômeno não é amplamente considerado na prática. Além disso, destaca-se que poucos ensaios

foram conduzidos especificamente para quantificar este fenômeno, alguns estudos apresentando relações empíricas para o efeito de *setup*, como: Skov & Denver (1988), Svinkin *et al.* (1994), Tan *et al.* (2004), Bullock *et al.* (2005), Alawneh *et al.* (2009), Yang & Liang (2009), entre outros.

A dispersão evidente dos casos apresentados na literatura deve-se, ao menos em partes, do efeito de recarregamento das estacas ensaiadas. Jardine *et al.* (2006) mostraram que ensaiar a estaca até ruptura para medir efeitos de *setup*, gera inibição do processo de *ageing*. Estacas idênticas, ensaiadas pela primeira vez até a ruptura, mostram tendências claras e fortes para o aumento de capacidade de carga lateral, porém um segundo ensaio de tração mostra uma capacidade de carga lateral reduzida, gerando relações descontínuas de capacidade de carga com o tempo. Outras complicações são originadas devido a comparação de diferentes métodos de carregamento, incluindo resultados de ensaios estáticos e dinâmicos, a presença de camadas de argila e a variabilidade natural do solo mesmo em depósitos ostensivamente uniformes (Gavin *et al.*, 2013).

Devido a testes de recarregamento em estacas que revelaram taxas menores de *setup*, Jardine *et al.* (2005) propuseram a linha característica de envelhecimento (IAC – *intact ageing characteristic line*), que pode ser usada para prever efeitos de *setup* para estacas que nunca foram ensaiadas no campo em questão. Eles sugerem que a capacidade pode aumentar de 2 a 3 vezes em um período de 8 meses. Os autores destacam que o período dos primeiros 10 dias deve ser estudado com mais cuidado.

Gavin *et al.* (2013) estudaram o efeito de *ageing* na resistência ao arrancamento de estacas tubulares metálicas cravadas em areia densa, devido a sua vasta utilização para fundações de aerogeradores *offshore*. Quatro estacas foram instaladas no mesmo terreno e a investigação geotécnica do perfil de solo foi feita individualmente. Todas estacas foram instaladas no mesmo dia e ensaiadas pela primeira vez em tempos diferentes de 1, 10, 30 e 220 dias depois da instalação. Os autores observaram que durante a instalação da estaca, a tensão horizontal efetiva, que controla a resistência lateral, estava concentrada na parte inferior da estaca. Tensões radiais e, conseqüentemente, esforços de cisalhamento, aproximavam-se de zero na parte superior da estaca. No período de equalização das tensões, o esforço radial medido próximo ao pé da estaca diminuiu ligeiramente, enquanto os valores no restante da estaca aumentaram. Durante o carregamento, houve um grande aumento na tensão radial efetiva no comprimento de toda estaca devido à dilatação da areia. O estudo sugere que uma combinação de *creep*,

aumento da dilatação da areia e possível aumento da rugosidade da estaca com o tempo levaram ao aumento da capacidade de carga. O estudo concluiu que as estacas, instaladas em areia densa e ensaiadas pela primeira vez, aumentaram sua capacidade de carga axial 85% em 12 dias e 185% em 220 dias.

Brucy *et al.* (1991) relataram os resultados de quatro provas de carga estáticas, duas de tração e duas de compressão, em quatro estacas instaladas em 1989. A capacidade de carga em tração variou de 458 kN a 548 kN. Em 1994, as estacas foram ensaiadas novamente e a resistência a tração atingida foi de 810 kN, representando um acréscimo de 85% na capacidade em um período de 5 anos.

Ng *et al.* (1998) monitoraram as mudanças na tensão horizontal efetiva durante 98 dias após a instalação de uma estaca de concreto quadrada de 275 mm e 9.15 m, em areia fofa a medianamente densa. Utilizando células de carga em quatro profundidades da estaca, os autores relataram aumento de cerca de 300% nas tensões laterais em 100 dias. Porém, as tensões medidas logo após a instalação eram extremamente baixas, em uma média de 14 kPa, a qual no fim da equalização atingia 42 kPa, com seus maiores valores próximos da base da estaca.

Axelsson (2000) realizou testes em uma única estaca de concreto quadrada de 235 mm, 12.8 m de comprimento cravadas em areia fofa a medianamente densa. A estaca foi instrumentada com cinco células de carga ao longo do fuste e uma na sua base. A estaca foi testada em compressão seis vezes em um período de 22 meses e sua capacidade de carga aumentou consistentemente, com capacidade final 60% acima da capacidade medida um dia após cravação. A célula de carga posicionada na base da estaca confirmou que a resistência de ponta não aumenta significativamente com o tempo. As células de carga no fuste da estaca sugeriram que a tensão horizontal na interface solo-estaca após sua instalação era bastante baixa e que aumentou somente 12 kPa em 22 meses. Axelsson (2000) sugeriu que 50% deste aumento era resultado da relaxação dos esforços e que 50% era devido aos benefícios de pré-carregamento. O autor notou que a dilatação que ocorria durante o carregamento era significativa. Quando a estaca era pré-carregada 1 dia depois da instalação, a média do ganho de tensão horizontal por dilatação induzida era de 13 kPa, e que isso aumentava com o tempo, chegando a 30 kPa em 22 meses após instalação. O autor argumenta que a dilatação possui um papel muito mais significativo no efeito de *setup* do que a relaxação dos esforços (ou *creep*).



Bowman & Soga (2005) realizaram testes triaxiais de *creep* para investigar o mecanismo de *setup*. Utilizando trajetórias de tensões que procuram modelar o comportamento de instalação de estacas, eles observaram que o *creep* acontece ao longo do tempo, o que resultou em um aumento da dilatação durante cisalhamento. Este processo foi afetado pela resistência do solo, densidade, forma e taxa de carregamento.

Lim & Lehane (2014) realizaram ensaios em câmara de calibração e detectaram aumentos significativos na resistência de fuste de estacas cravadas com o passar do tempo em areia densa, mas nenhum aumento em estacas pré-instaladas. O efeito de *setup*, desta forma, parece estar ligado ao distúrbio do solo sofrido pela instalação da estaca. Além disso, as mudanças no atrito lateral das estacas não seguiram um padrão linear com a escala logarítmica de tempo e um retardo no ganho da capacidade (ou até mesmo uma perda de capacidade) ocorreu logo após a instalação da estaca. Nenhum efeito de *setup* foi identificado para estacas testadas em baixas tensões de confinamento (20kPa). O maior efeito de *setup* foi observado para maiores diâmetros de estaca, entre os diâmetros utilizados de 6mm, 8mm e 10mm, apesar da expectativa de uma redução da componente de dilatação com o aumento do diâmetro da estaca. O estudo destaca ainda que estacas cravadas por prensagem apresentam *setup* menores que as estacas cravadas por percussão, como mostrado na Figura 3.8, que indica a variação com o tempo da tensão de cisalhamento média no fuste na ruptura ( $\tau_{avg}$ ) normalizada pela tensão de cisalhamento de referência, medida um dia após a instalação.

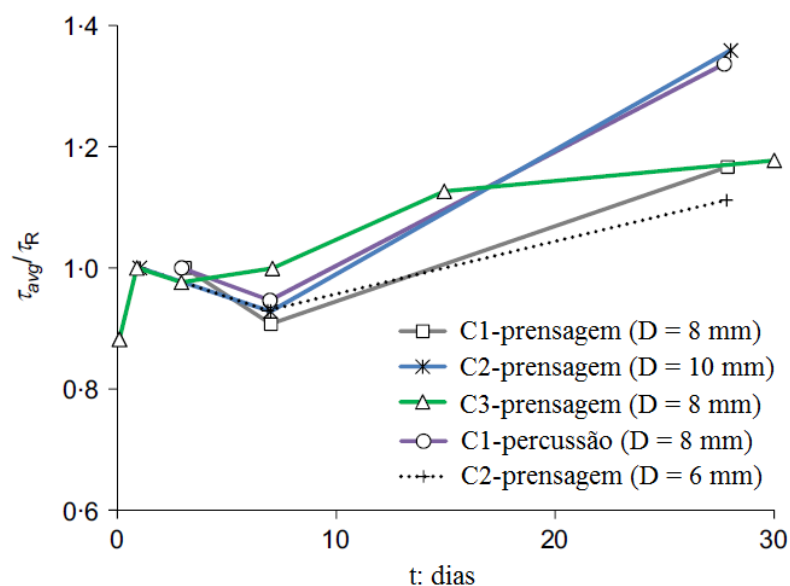


Figura 3.8 – Variação com o tempo da tensão de cisalhamento normalizada no fuste de estacas (adaptado de LIM & LEHANE, 2014)

Jardine & Standing (2000) e Jardine *et al.* (2006) realizaram ensaios de tração em estacas tubulares metálicas cravadas 19 m, com 457 mm de diâmetro. As estacas não foram submetidas a nenhum ensaio de carregamento previamente ao ensaio de tração. Foi observado que a capacidade aumentou cerca de 120% no período entre 9 e 235 dias após a cravação.

Rimoy *et al.* (2015) realizaram seu estudo de *setup* em estacas instaladas em areia baseando-se em ensaios de campo recentes e de laboratório altamente instrumentados em estacas modelo, além de um extenso banco de dados. Fatores potenciais na influência do processo são considerados, incluindo: o tamanho da estaca e das partículas de areia, tipo de instalação, presença de água, condições de teste e tipos de carregamento. O estudo mostra que estacas metálicas, de concreto ou madeira com diâmetro entre 200mm e 2134mm desenvolvem tendências acentuadas de efeito de *setup* no fuste após instalação em areia, tendendo a estabilizar depois de cerca de um ano. Destaca-se algumas conclusões do trabalho: a resistência de ponta não variou consideravelmente ao longo do tempo; o efeito de *setup* não dependeu das estacas serem cravadas offshore ou onshore, em água salgada ou doce; estacas ensaiadas pela primeira vez possuem uma tendência clara do aumento da capacidade de carga com o tempo; estacas reensaiadas mostram tendências confusas que são função da sua história de carregamento; ganhos a curto prazo nas tensões radiais estacionárias no fuste da estaca foram encontrados em estacas de menores diâmetros instaladas em campo, assim como um maior ganho devido a dilatação da areia quando carregada; esforços cíclicos de baixa intensidade parecer melhorar o desempenho da resistência de fuste; processos físico-químicos envolvendo vestígios de minerais, finos ou o material da estaca podem ser considerados mais ativos em ensaios em campo, porém, a redistribuição das tensões radiais e o aumento da dilatação da areia no fuste da estaca contribuem mais significativamente para o efeito de *setup* das estacas em escala real.

Além disso, no trabalho de Rimoy *et al.* (2015) os ensaios de campo e de laboratório mostraram tendências de *setup* paradoxais. Medidas de tensão local em laboratório dão base à hipótese de que a moderação dos esforços, ao longo do tempo, das tensões extremas distribuídas desenvolvidas durante a instalação são um fator chave para o aumento da capacidade de carga, enquanto testes de campo confirmam a maior influência do aumento na dilatação próximo do fuste da estaca. As medidas de tensões nas estacas modelo confirmaram que ao final da instalação as tensões circunferenciais são maiores que as tensões radiais próximas ao fuste, e que a tensão máxima radial ocorre em regiões mais afastadas do fuste. Em comum aos ensaios

de campo, as estacas modelo formaram um anel de areia esmagada e densificada ao redor do fuste, que ficou aderida na estaca em profundidades onde a capacidade de carga foi maior que 5 MPa. A espessura do anel aumentou de 0.5mm a 1.5mm com a profundidade instalada das estacas modelo, e variou de 1mm a 5mm em estacas em escala real, depois de 20 a 40m de cravação. Os autores afirmam que a zona de cisalhamento introduz um efeito de escala potencialmente importante entre estacas modelo e estacas em escala real. Como a espessura da banda de cisalhamento independe do diâmetro da estaca, os gradientes das tensões circunferenciais e radiais são mais íngremes para estacas em escala real, aumentando o impacto da redistribuição de tensões com o tempo. O trabalho propõe que a zona fraturada, porém compacta, de esforços cisalhantes que se forma ao redor da estaca durante sua instalação faz com que o efeito de *setup* seja muito mais significativo em estacas em escala real do que em modelos reduzidos. Entretanto, os autores ressaltam que ensaios de campo mais rigorosos são necessários para testar essa conjectura.

Bowman & Soga (2005) sintetizaram uma série de observações sobre o efeito de *setup* :

- i. O efeito de *setup* foi identificado em areias de sílica, mas não em areias calcárias (Mello & Galgoul, 1992), sugerindo que a resistência da partícula é um fator importante no processo de *setup*;
- ii. Estacas instaladas em areias densas, finas e siltosas apresentam maior efeito de *setup* que areias instaladas em areias fofas, grossas e cascalhos (York *et al.*, 1994). Esta tendência deve-se, possivelmente, a um maior número de contatos interpartículas ou a uma maior resistência de partículas menores, que possuem menos imperfeições (McDowell & Bolton, 1998). Neste sentido, o efeito do tamanho da partícula é inerente ao da força da partícula;
- iii. Foi observado que as estacas apresentam efeito de *setup* acima e abaixo do nível d'água, em estacas de concreto, metal e madeira, todos os casos produzindo ganhos com o tempo na capacidade de carga da estaca (Tavernas & Audy, 1972; Chow *et al.*, 1998). Estas observações sugerem que a água, atuando como um reagente químico ou como um lubrificante, tem pouca influência no efeito de *setup*;
- iv. Existe um atraso no começo do efeito de *setup*, além do período onde as poropressões já foram dissipadas (Axelsson, 2000);

- v. *Setup* tende a não ocorrer nos primeiros 3 metros de estaca próximos ao topo (Samson & Authier, 1986);

Outros comportamentos padrões do efeito *setup*, observados por diversos autores e já citados anteriormente, são colocados em evidência:

- vi. Enquanto a capacidade lateral tende a aumentar, a capacidade de ponta parece relativamente estável (Schmertmann, 1991; Chow, 1997; Yang & Liang, 2009; Gavin *et al.*, 2013);
- vii. Há incertezas sobre o mecanismo que governa o efeito de *setup* em estacas instaladas em areia (Rimoy *et al.*, 2015);
- viii. Três fatores parecem contribuir majoritariamente para o efeito de *setup*: a redistribuição das tensões radiais, o aumento da dilatação da areia no fuste da estaca e processos físico-químicos (Chow *et al.*, 1998; Bowman & Soga, 2005; Rimoy *et al.*, 2015);
- ix. O carregamento da estaca até a ruptura inibe os processos de *setup* (Jardine *et al.*, 2006).

### 3.2 FLUIDIZAÇÃO POR JATOS VERTICAIS CIRCULARES

A fluidização ocorre quando as partículas do solo são suspensas devido à ação de um fluxo ascendente, o qual cria uma força de arrasto capaz de suportar o peso próprio das partículas (Leva, 1959). A região do solo em que este fenômeno ocorre é chamada de zona fluidizada e nela o solo encontra-se liquefeito. O fluxo ascendente cria excessos de poropressão positiva no solo até o momento em que estas se igualam às tensões totais, anulando a tensão efetiva do solo e expulsando a água dos poros do solo.

Em um meio particulado submerso, como um solo saturado, quando submetido a um fluxo ascendente de um dado fluido, existe a atuação de diversas forças em cada partícula (Wen & Yu, 1966), sendo o equilíbrio de forças do sistema, de acordo com a 2ª Lei de Newton:

$$F_k + F_s = F_g \quad (8)$$

sendo:

$F_k$  = força de arrasto;

$F_s$  = força devido ao empuxo hidráulico ou força de suspensão;

$F_g$  = força gravitacional.

As forças de arrasto e de suspensão atuam no sentido ascendente e a força gravitacional no sentido inverso. Enquanto a força gravitacional é maior que o somatório das forças ascendentes, as partículas estão em repouso. Quando os dois lados da equação se igualam, porém, ocorre o início da fluidização, suspensão das partículas e expansão (aumento do volume) do leito particulado inicial.

### 3.2.1 MECÂNICA DOS FLUIDOS DA FLUIDIZAÇÃO

A Lei de Darcy define o fluxo de um fluido em regime laminar em solos e é dada por:

$$U = \frac{Q}{A} = ki \quad (9)$$

sendo:

$U$  = velocidade do fluido;

$Q$  = vazão do fluido;

$A$  = área transversal de fluxo;

$k$  = coeficiente de permeabilidade do solo;

$i$  = gradiente hidráulico.

O gradiente hidráulico representa uma energia ou carga dissipada por meio de efeitos viscosos e inerciais em uma dada distância, e em um fluxo uniforme, se dissipa uniformemente em todo volume do solo. O gradiente hidráulico é calculado pela equação:

$$i = \frac{\Delta h}{L_{leito}} \quad (10)$$

sendo:

$\Delta h$  = perda de carga;

$L_{leito}$  = comprimento do leito.

O ponto de início da fluidização pode ser entendido como o momento em que o gradiente hidráulico atinge seu valor crítico, dado por:

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (11)$$

sendo:

$i_{crit}$  = gradiente hidráulico crítico;

$\gamma_{sub}$  = peso específico submerso;

$\gamma_w$  = peso específico da água.

O coeficiente de permeabilidade do solo, segundo Taylor (1948), pode ser calculado por:

$$k = \frac{d_p^2 \rho_f g}{\mu_f} \frac{C \eta^3}{(1 - \eta)^2} \quad (12)$$

sendo:

$d_p$  = diâmetro médio das partículas;

$\rho_f$  = massa específica do fluido;

$\mu_f$  = coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido;

$C$  = coeficiente de forma e estrutura do grão de solo;

$\eta$  = porosidade.

Entre os conceitos básicos de mecânica dos fluidos, necessários para o entendimento do fenômeno de fluidização, destaca-se ainda o Número de Reynolds ( $Re$ ) e o Número de Froude ( $Fr$ ). O Número de Reynolds é um adimensional que representa a relação entre forças inerciais e viscosas do escoamento, indicando se o regime do fluxo é laminar ou turbulento, podendo estar em uma zona de transição entre os dois regimes. Ele pode ser calculado por:

$$Re = \frac{\rho_f UL}{\mu_f} \quad (13)$$

sendo:

$Re$  = Número de Reynolds;

$L$  = medida geométrica / profundidade da estaca instalada.

No estudo de fluidização as duas medidas geométricas de interesse são o diâmetro do jato e o diâmetro médio das partículas. Assim, obtém-se o número de Reynolds do jato e o Número de Reynolds das partículas:

$$Re_j = \frac{U_o d_j}{\nu_f} \quad (14)$$

$$Re_p = \frac{\rho_f U_o d_p}{\mu_f} \quad (15)$$

sendo:

$Re_j$  = Número de Reynolds do jato;

$U_o$  = velocidade de saída do jato;

$d_j$  = diâmetro do jato;

$\nu_f$  = coeficiente de viscosidade cinemática da água;

$Re_p$  = Número de Reynolds das partículas.

Os valores das propriedades físicas da água, para uma temperatura de 20 °C, podem ser adotados como massa específica ( $\rho_f$ ) igual a 998,2 kg/m<sup>3</sup>, coeficiente de viscosidade dinâmica ( $\mu_f$ ) de 1,002.10<sup>-3</sup> kg/(m.s) e coeficiente de viscosidade cinemática ( $\nu_f$ ) de 1,003.10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s.

O Número de Froude ( $Fr$ ), também adimensional, é a relação entre as forças inerciais e gravitacionais do escoamento. Valores menores que 1 (um) indicam fluxo subcrítico, maiores que 1 fluxo supercrítico e iguais a 1 o fluxo é dito crítico (Fox & McDonald, 1976). Para um escoamento com superfície livre, ele pode ser calculado por:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{Lg}} \quad (16)$$

Para o estudo de erosão de jatos de água verticais, usualmente substitui-se o valor da grandeza geométrica L pelo diâmetro médio das partículas, obtendo-se assim o Número de Froude das partículas. Na equação que segue considera-se a força exercida pelo empuxo hidrostático nas partículas submersas:

$$Fr_p = \frac{U_o}{\sqrt{d_p \left( \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right) g}} \quad (17)$$

sendo:

$Fr_p$  = Número de Froude das partículas;

$\rho_s$  = massa específica das partículas sólidas.

A velocidade do fluxo no ponto em que se inicia o processo de fluidização é chamada de velocidade mínima de fluidização ou velocidade de Leva (1959). Niven (1998) destaca que a equação a seguir pode ser utilizada somente para regimes laminares, com Número de Reynolds das partículas inferior a 20, em leitos com partículas de diâmetro inferior a 0,6 mm:

$$U_{mf,lam} = \frac{d_p^2 (\rho_s - \rho_f) g}{150 \mu_f} \frac{\phi_s^2 \eta_{mf}^3}{1 - \eta_{mf}} \quad (18)$$

sendo:

$U_{mf,lam}$  = velocidade mínima de fluidização em regime laminar;

$\phi_s$  = fator de forma das partículas;

$\eta_{mf}$  = porosidade mínima de fluidização.

Para obter uma equação de velocidade mínima de fluidização válida para uma gama maior de Números de Reynolds e que seja de fácil utilização na prática, aplica-se as correlações desenvolvidas por Wen & Yu (1966):

$$\frac{1 - \eta_{mf}}{\phi_s \eta_{mf}^3} \cong 11 \quad (19)$$

$$\frac{1}{\phi_s \eta_{mf}^3} \cong 14 \quad (20)$$

Destaca-se que o banco de dados utilizado pelos autores no desenvolvimento destas correlações foi obtido para meios particulados com partículas quase esféricas, ou seja, fator de forma igual a 1 (um). A equação a seguir pode ser utilizada para qualquer Número de Reynolds, porém foi deduzida a partir de dados com Re inferior a 4000:



$$U_{mf,turb} = \frac{1}{d_p \rho_f} \left( -33,7\mu_f + \sqrt{(33,7\mu_f)^2 + 0,0408d_p^3 \rho_f (\rho_s - \rho_f) g} \right) \quad (21)$$

sendo:

$U_{mf,turb}$  = velocidade mínima de fluidização em regime turbulento.

Segundo Niven (1998), a equação da velocidade mínima de fluidização em regime turbulento, usualmente chamada de equação de Wen & Yu, inclui as perdas de carga viscosas e cinéticas. A equação de Leva, por sua vez, desconsidera a perda de carga cinética.

### 3.2.2 ANÁLISE DIMENSIONAL

A análise dimensional, ou teoria da semelhança, busca idealmente prever o comportamento ou estabelecer relações de transferência de protótipos por meio de modelos, exigindo um grande conhecimento das grandezas físicas que afetam o fenômeno estudado (MOTTA, 1997). Para este estudo, adotam-se escalas obedecendo a lei de semelhança do número de Froude, com objetivo de preservar a relação entre as forças inerciais e gravitacionais do modelo.

As escalas de comprimento adotadas são: 1:50, 1:67 e 1:76. A adoção dessas escalas deve-se à relação entre os diâmetros externos das hastes utilizadas nos ensaios em laboratório e uma estaca torpedo fictícia, que é tomada como modelo de base para a análise dimensional. As dimensões da estaca torpedo fictícia são adotadas baseando-se nas características de uma estaca torpedo real, sendo: 1,07 metros de diâmetro externo; 17 metros de comprimento; e 66 e 120 toneladas (duas massas ao ar são estudadas), equivalentes a 647,5 kN e 1177,2 kN.

Na análise dimensional deve-se adotar estrategicamente as grandezas fundamentais e as grandezas de base. As primeiras devem ser grandezas de grande relevância nos fenômenos estudados. As grandezas de base, escolhidas conforme o fenômeno a ser modelado e conveniência experimental, devem ser capazes de substituir as grandezas fundamentais e darão base para o cálculo das escaladas de todas as outras grandezas, uma vez que terão escalas pré-definidas. As grandezas fundamentais adotadas são: o comprimento ( $l$ ), a massa ( $m$ ) e o tempo ( $t$ ). As grandezas de base são: comprimento ( $l$ ) com escala livre, massa específica ( $\rho$ ) com escala fixa 1:1 e aceleração da gravidade ( $g$ ) com escala fixa 1:1 (PASSINI, 2015).

A partir das escalas de comprimento, das grandezas fundamentais e das grandezas de base adotadas, pode-se calcular as escalas de todas as outras grandezas que interferem no modelo, chamadas de grandezas derivadas. As Figuras 3.1 a 3.3 apresentam a matriz dimensional para cada escala adotada, onde os parâmetros avaliados e suas escalas são explicitados. A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos principais parâmetros utilizados e as escalas adotadas.

Grandezas Fundamentais	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T					
Comprimento	l	m	1	0	0					
Massa	m	kg	0	1	0					
Tempo	t	s	0	0	1					

# 1:50

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\lambda$	m	1	0	0	1	0	0	2.000E-02	50
Massa específica	$\gamma$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1.000E+00	1
Aceleração	$\alpha$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0.5	0	-0.5	1.000E+00	1

Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T	$\lambda$	$\gamma$	$\alpha$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\lambda$	m	1	0	0	1	0	0	2.000E-02	50
Massa	$\mu$	kg	0	1	0	3	1	0	8.000E-06	125000
Tempo	$\tau$	s	0	0	1	0.5	0	-0.5	1.414E-01	7.071
Aceleração	$\alpha$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1.000E+00	1
Velocidade	$\varpi$	m/s	1	0	-1	0.5	0	0.5	1.414E-01	7.071
Vazão	$\Theta$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2.5	0	0.5	5.657E-05	17678
Força	$\Phi$	N	1	1	-2	3	1	1	8.000E-06	125000
Deformação	$\varepsilon$	-	0	0	0	0	0	0	1.000E+00	1
Tensão	$\sigma$	Pa	-1	1	-2	1	1	1	2.000E-02	50
Massa específica	$\gamma$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	0	1	0	1.000E+00	1
Área	A	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	4.000E-04	2500
Volume	$\zeta$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	8.000E-06	125000

Figura 3.9 – Planilha de similaridade com semelhança de número de Froude para escala 1:50 (PASSINI, 2015)

Grandezas Fundamentais	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T					
Comprimento	l	m	1	0	0					
Massa	m	kg	0	1	0					
Tempo	t	s	0	0	1					

# 1:67

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\lambda$	m	1	0	0	1	0	0	1.493E-02	67
Massa específica	$\gamma$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1.000E+00	1
Aceleração	$\alpha$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0.5	0	-0.5	1.000E+00	1

Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T	$\lambda$	$\gamma$	$\alpha$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\lambda$	m	1	0	0	1	0	0	1.493E-02	67
Massa	$\mu$	kg	0	1	0	3	1	0	3.325E-06	300763
Tempo	$\tau$	s	0	0	1	0.5	0	-0.5	1.222E-01	8.185
Aceleração	$\alpha$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1.000E+00	1
Velocidade	$\varpi$	m/s	1	0	-1	0.5	0	0.5	1.222E-01	8.185
Vazão	$\Theta$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2.5	0	0.5	2.722E-05	36744
Força	$\Phi$	N	1	1	-2	3	1	1	3.325E-06	300763
Deformação	$\varepsilon$	-	0	0	0	0	0	0	1.000E+00	1
Tensão	$\sigma$	Pa	-1	1	-2	1	1	1	1.493E-02	67
Massa específica	$\gamma$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	0	1	0	1.000E+00	1
Área	A	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	2.228E-04	4489
Volume	$\zeta$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	3.325E-06	300763

Figura 3.10 – Planilha de similaridade com semelhança de número de Froude para escala 1:67 (PASSINI, 2015)

Grandezas Fundamentais	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T					
Comprimento	l	m	1	0	0					
Massa	m	kg	0	1	0					
Tempo	t	s	0	0	1					

# 1:76

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\lambda$	m	1	0	0	1	0	0	1.316E-02	76
Massa específica	$\gamma$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1.000E+00	1
Aceleração	$\alpha$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0.5	0	-0.5	1.000E+00	1

Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\Lambda$	M	T	$\lambda$	$\gamma$	$\alpha$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\lambda$	m	1	0	0	1	0	0	1.316E-02	76.0
Massa	$\mu$	kg	0	1	0	3	1	0	2.278E-06	438976.0
Tempo	$\tau$	s	0	0	1	0.5	0	-0.5	1.147E-01	8.7
Aceleração	$\alpha$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1.000E+00	1.0
Velocidade	$\varpi$	m/s	1	0	-1	0.5	0	0.5	1.147E-01	8.7
Vazão	$\Theta$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2.5	0	0.5	1.986E-05	50354.0
Força	$\Phi$	N	1	1	-2	3	1	1	2.278E-06	438976.0
Deformação	$\varepsilon$	-	0	0	0	0	0	0	1.000E+00	1.0
Tensão	$\sigma$	Pa	-1	1	-2	1	1	1	1.316E-02	76.0
Massa específica	$\gamma$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	0	1	0	1.000E+00	1.0
Área	A	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	1.731E-04	5776.0
Volume	$\zeta$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	2.278E-06	438976.0

Figura 3.11 – Planilha de similaridade com semelhança de número de Froude para escala 1:76 (PASSINI, 2015)

Tabela 3.1 – Resumo dos principais parâmetros e suas escalas (adaptado de PASSINI, 2015)

Parâmetro	Escala
Fator de escala	N
Comprimento, l (m)	1/N
Massa específica, $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1
Aceleração da gravidade, g (m/s <sup>2</sup> )	1
Velocidade, v (m/s)	$1/N^{0,5}$
Tempo, t (s)	$1/N^{0,5}$
Massa, m (kg)	$1/N^3$
Força, F (kN)	$1/N^3$
Tensão, $\sigma$ (kPa)	1/N
Deformação, $\varepsilon$	1

É importante ressaltar que o programa de testes não replica as condições *in situ*, pois o fator de escala para a gravidade mantém-se inalterado e igual a 1. A massa específica também é mantida, possibilitando, muitas vezes, o uso do material original. O diâmetro médio das partículas ( $d_p$ ) da areia não são reduzidos em escala e representam uma distorção intrínseca aos ensaios realizados em modelo reduzido. A Tabela 3.2 apresenta os dados e os parâmetros adotados para cada haste utilizada neste trabalho e no de Passini (2015).

Tabela 3.2 – Relações adotadas entre modelo e protótipo  
(PASSINI, 2015)

	Modelo			Protótipo	
Escala	1:50	1:67	1:76	Escala	1:1
$d_e$ (mm)	21,3	16,2	14,0	$d_e$ (m)	1,07
$d_i$ (mm)	16,2	11,6	9,7	$d_i$ (m)	0,80
$L_m$ (mm)	340	254	224	$L_p$ (m)	17
$m_A$ (g)	530	220	150	$m_A$ (t)	66
$m_B$ (g)	960	400	275	$m_B$ (t)	120

O valor adotado neste trabalho para o diâmetro médio das partículas é o  $d_{50}$ , diâmetro no qual 50% das partículas são passantes na curva granulométrica. Tal valor foi proposto por Niven (1998) e Niven & Khalili (1998), e utilizado por Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015). Como o valor de  $d_{50}$  entre modelo e protótipo não muda, a porosidade ( $\eta$ ) é mantida. Uma vez que a gravidade e a viscosidade do fluido também não são alteradas, a condutividade hidráulica intrínseca da massa de solo ( $k$ ) permanece a mesma. Sendo o gradiente hidráulico ( $i$ ) um adimensional, obtém-se o fator de escala para a velocidade do fluxo igual a 1 (PASSINI, 2015). Deste modo, a velocidade do fluxo no interior dos poros, ou velocidade de infiltração ( $v_s$ ), também é igual a 1 (Kumar, 2007; Kumar & Devendra, 2012). Sabendo que as áreas da estrutura do solo são as mesmas, pode-se inferir que o fator de escala para o fluxo é igual a 1. Passini (2015) observa que esta análise é de grande importância para os ensaios efetuados, uma vez que todos os parâmetros de fluidização permanecem iguais na relação entre o modelo e o protótipo (1:1).

Os resultados serão analisados com uso de termos adimensionais  $\Pi$  do teorema de Buckingham. O teorema diz que um fenômeno físico pode ser expresso por uma relação entre um grupo de termos adimensionais  $\Pi$ , independentes entre si. O tamanho do grupo de termos  $\Pi$  é definido pela diferença entre o número de grandezas que afetam o evento e o número de grandezas fundamentais envolvidas. O teorema ainda afirma, como destacado por Motta (1997), que qualquer transformação nos termos  $\Pi$  é possível, desde que eles continuem adimensionais e independentes entre si. O grupo de termos  $\Pi$  utilizados neste trabalho é apresentado no Capítulo 5.1, juntamente com os resultados da pesquisa experimental.

### 3.2.3 JATOS VERTICAIS CIRCULARES

Neste capítulo apresentam-se os principais trabalhos da literatura envolvendo jatos verticais circulares em solo arenoso. O trabalho de Passini (2015) é descrito mais detalhadamente, uma vez que impulsionou o desenvolvimento desta dissertação e possui resultados de comparação direta com a pesquisa, tendo materiais e métodos similares.

#### 3.2.3.1 Estudos com ênfase em solo arenoso

Em areias, o tamanho e a massa específica das partículas são determinantes na sua resistência, conforme destaca Mazurek (2001), quando diz que a resistência a erosão neste material é resultado do seu peso submerso. Em argilas são as forças eletroquímicas entre as partículas que as mantêm unidas, controlando sua resistência à corrosão. Na fluidização, para areias a taxa de fluxo ( $Q_o$ ) mostra-se mais importante que a velocidade de saída do jato ( $U_o$ ), e para argilas a velocidade do jato é o parâmetro decisivo (Tsinker, 1988; Niven, 1998; Stracke, 2012; Alsaydalani & Clayton, 2014; Passini, 2015). As pesquisas descritas neste capítulo trabalharam preponderantemente com areia e os trabalhos de Niven (1998), Niven & Khalili (1998), Mezzomo (2009) e Stracke (2012) são tratados com mais ênfase. Nos parágrafos que seguem aborda-se uma visão geral sobre os objetivos, os materiais e os métodos utilizados em cada pesquisa. Observa-se que os estudos de Niven (1998) e Niven & Khalili (1998) tinham como foco o estudo da fluidização na utilização de jatos para a remediação de solos contaminados. Somente a parte dos estudos de fluidização de jatos verticais dos autores será abordada neste trabalho.

Niven (1998) e Niven & Khalili (1998) realizaram testes com jatos verticais circulares em areias saturadas para investigar os mecanismos da fluidização e desenvolver correlações da geometria da zona fluidizada para utilização em trabalhos futuros. Os tanques utilizados possuíam no máximo largura de 80 cm e altura de 110 cm; o diâmetro máximo dos jatos foi de 14 mm; cinco tipos de solo foram utilizados, sendo quatro areias de granulometrias diferentes e sempre uniformes, e uma areia siltosa; o número de Reynolds do jato variou entre 685 e 42000 e o número de Froude das partículas entre 0,5 e 110. O jato era inserido por incrementos controlados de deslocamento (haste suspensa).

Mezzomo (2009) realizou ensaios de fluidização com jatos verticais em solo arenoso fino e grosso. O objetivo principal do estudo era compreender a forma como ocorre a fluidização e

descrever a geometria da zona fluidizada ao longo do processo. O autor verificou a influência dos parâmetros do jato na geometria da cavidade fluidizada e determinou equações empíricas para estimar as dimensões da mesma. O método de instalação utilizado foi o de haste suspensa com profundidade de instalação controlada.

Stracke (2012) realizou igualmente ensaios de fluidização por haste suspensa e penetração controlada. O objetivo principal dos ensaios foi complementar aos trabalhos de Mezzomo (2009) e Niven (1998) no que diz respeito à influência dos parâmetros do jato na cavidade fluidizada e determinação de equações que estimem suas dimensões. A autora também realizou ensaios de fluidização com injeção de calda de cimento, prova de carga estática a tração de estacas cravadas e instaladas em solo fluidizado com e sem injeção de calda de cimento.

Em todos os estudos detalhados neste trabalho as areias apresentavam granulometria uniforme. Bhasin *et al.* (1969) indicam que em areias bem graduadas a taxa de erosão decresce. Mezzomo *et al.* (2010) indicam que a fluidização em diferentes solos arenosos apresenta comportamento similar, porém com escalas diferentes. Niven (1998) cita que o diâmetro médio das partículas no qual 50% são passantes na curva granulométrica ( $d_{50}$ ), no caso de areias uniformes, pode ser utilizado como diâmetro médio das partículas. Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015) utilizam o mesmo conceito em seus ensaios. Na Tabela 3.3 é apresentada a variação dos parâmetros utilizados nos principais trabalhos aqui descritos.

Tabela 3.3 – Parâmetros utilizados em ensaios centrais em areia fina por Niven (1998), Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015)

Pesquisa	$d_{50}$ (mm)	$d_j$ (mm)	Qo (L/min)	$Re_p$	$Fr_p$
Niven (1998)	0,231	6,6 a 14	0,7 a 2,0	17,4 a 224,0	1,24 a 15,95
Mezzomo (2009)	0,180	3,85 a 12	0,7 a 6,4	38,3 a 772,3	4,68 a 77,46
Stracke (2012)	0,180	3,5 a 11,6	0,8 a 1,6	22,6 a 310,4	2,37 a 32,54
Passini (2015)	0,207	9,7 a 16,2	0,7 a 2,2	11,69 a 102,5	0,97 a 8,52

Na utilização de jatos verticais estuda-se a geometria formada por jatos externos e internos. Para distâncias do jato afastadas da superfície do solo (jatos externos), uma concavidade rasa e voltada para cima é formada, com o fluxo defletido principalmente na direção horizontal (Westrich & Kobus, 1973). Para distâncias próximas da superfície em que o jato penetra no solo (jatos internos), as partículas são lançadas na zona fluidizada e a cavidade passa da profundidade “estática” para a “dinâmica” ou fluidizada (Westrich & Kobus, 1973; Aderibigbe & Rajaratnam, 1996). Os dois formatos de cavidades são apresentados na Figura 3.12.

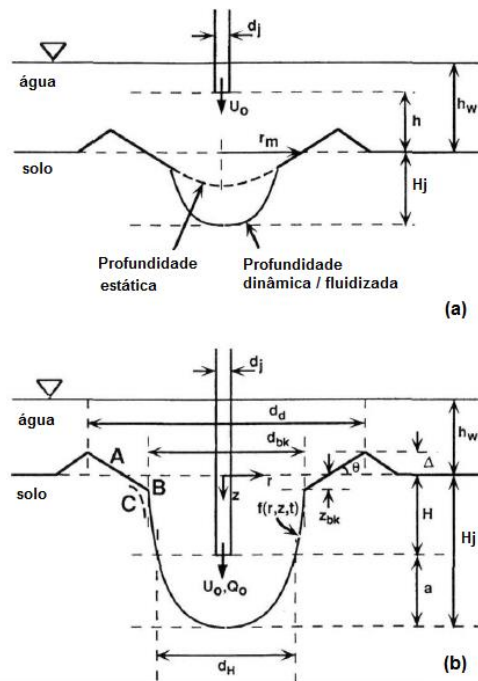


Figura 3.12 – Geometria de cavidade por (a) jato externo e (b) jato interno (adaptado de NIVEN & KHALILI, 1998)

Em todos os solos utilizados, Niven & Khalili (1998) detectaram a formação de uma duna no entorno do jato, devido à deposição de areia fluidizada. A duna é resultado da acomodação das partículas devido à expansão do solo gerada na fluidização. A geometria de uma das cavidades fluidizadas estudadas pelos autores pode ser vista na Figura 3.13.

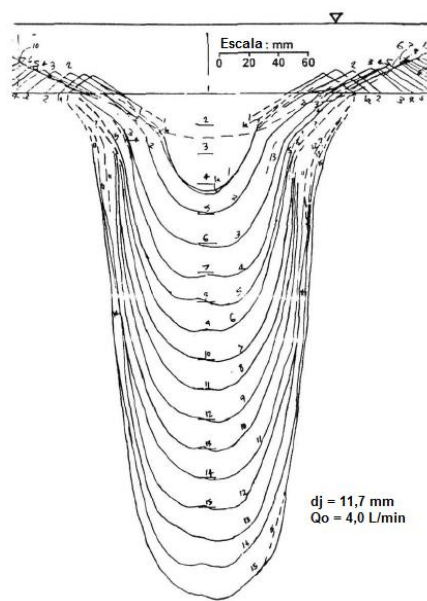


Figura 3.13 – Geometria do perfil fluidizado (adaptado de NIVEN & KHALILI, 1998)

Alsaydalani & Clayton (2014) destacam que a pressão necessária para mover um material granular a partir de ponto de jateamento depende do nível de tensões efetivas e resistência do material granular. Para solos arenosos em processo de fluidização, os grãos no interior da cavidade fluidizada se encontram suspensos devido à velocidade do jato, circulando, enquanto que os grãos na parte exterior da cavidade encontram-se fixos ou circulados de maneira localizada (Tsinker, 1988; Niven, 1998; Stracke, 2012; Alsaydalani & Clayton, 2014; Passini, 2015). Tsinker (1988) destaca que durante a fluidização uma parcela de água penetra na parte exterior à cavidade fluidizada, gerando um excesso de poropressão que é dissipada logo após a interrupção do jateamento.

Mezzomo (2009) realizou seus ensaios em duas densidades relativas: 50% e 100%. Suas análises concluem que a densidade relativa da areia não interfere na fluidização do solo no que diz respeito a geometria da cavidade e densidade relativa final da zona fluidizada. A densidade relativa da areia antes e depois da fluidização foi estimada pelo ensaio de cone de dimensões reduzidas (MCPT – *Miniature Cone Penetrometer Test*). O resultado foi uma densidade relativa entre 10% e 40% na zona fluidizada. Assumiu-se que após a fluidização o solo atinge seu estado fofo, com densidade relativa de aproximadamente 30%.

Conforme Niven (1998) e Niven & Khalili (1998), com o aumento da profundidade instalada dos jatos a zona fluidizada passa por uma transição de cavidade aberta, para cavidade aproximadamente elipsoidal e assimétrica, e em seguida para uma cavidade submersa fechada. Deste modo os autores determinaram profundidades críticas de acordo com o comportamento da cavidade fluidizada, chamadas de: T1, T2 e T3. Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015) identificam os mesmos comportamentos em seus ensaios na face do tanque. Durante o início da fluidização uma cavidade fluidizada de diâmetro aproximadamente constante se desenvolve no entorno de todo o fuste da haste, ligando a ponta do jato à superfície. Com o avanço da penetração do jato a cavidade fluidizada começa a oscilar, tomando forma elipsoidal e assimétrica – ao começo deste comportamento é atribuída a profundidade T1. O processo de penetração continua com a identificação do fechamento da cavidade fluidizada na superfície do solo, comportamento que oscila entre cavidade fechada e aberta por algum tempo. Ao momento em que 50% do tempo observa-se a cavidade fechada e 50% a cavidade aberta, atribui-se a profundidade T2. Finalmente, quando a cavidade fluidizada fechada se mostra dominante, atribui-se a profundidade crítica T3. Uma representação esquemática do comportamento pode ser vista na Figura 3.14.



As formas cavidade fluidizada assimétrica e fechada são chamadas de instáveis, enquanto que a forma de cavidade fluidizada simétrica (no entorno de toda a estaca) é chamada de estável. Os formatos estável e assimétrico classificam a cavidade fluidizada como “aberta” e o formato de cavidade submersa como “fechada”. Niven & Khalili (1998) observam que sem medidas de turbulência, a determinação de T1 envolve um alto grau de subjetividade e este ponto não pode ser utilizado para análises. As profundidades T2 e T3, porém, podem ser determinadas com precisão.

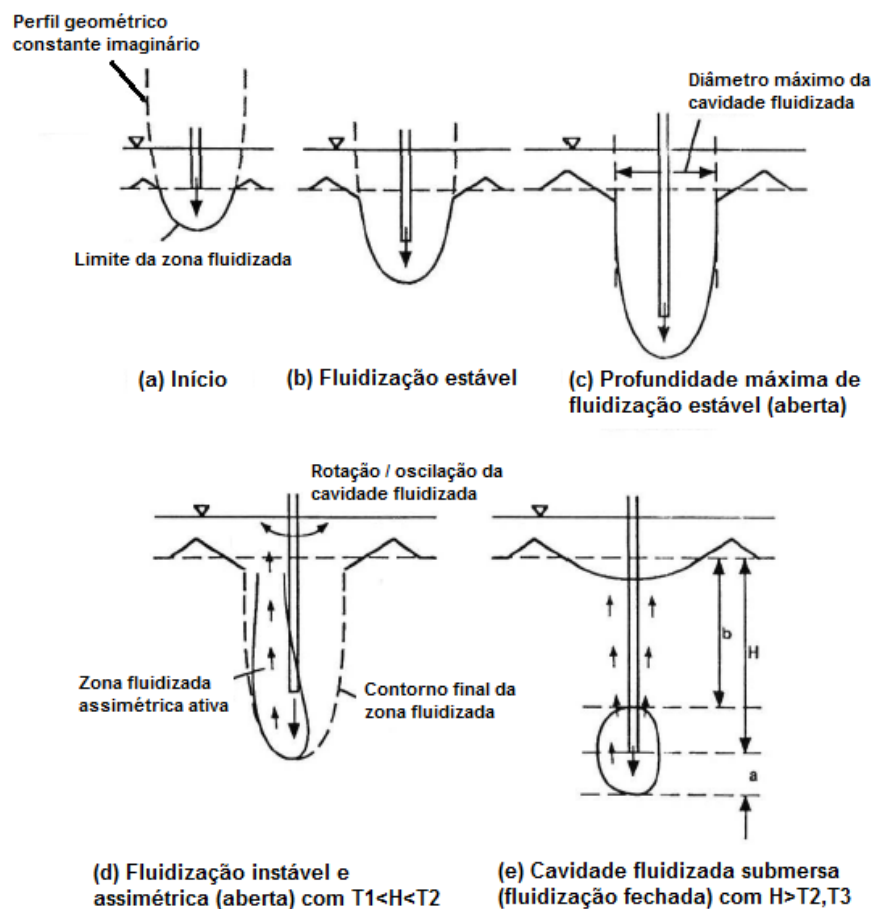


Figura 3.14 – Diagrama esquemático do comportamento da cavidade fluidizada (adaptado de NIVEN, 1998)

A partir das suas observações experimentais e das teorias de fluidização, Niven & Khalili (1998) indicam as profundidades críticas como sendo uma complexa função: da habilidade do fluxo de aguentar o peso de solo fluidizado; da tendência da zona fluidizada de alargar-se, relacionado ao processo de turbulência do fluxo; ao grau de escoamento ao leito no entorno da estaca, que deve aumentar com o aumento da taxa de vazão e profundidade do jato; a habilidade do fluxo de abrir canais em condições abaixo das mínimas para fluidização.

Niven & Khalili (1998) destacam que o diâmetro da zona fluidizada ativa, ou seja, a transição da condição estável para instável, é controlada pelas habilidades do fluxo em manter-se fluidizado. Com o aumento da profundidade instalada do jato a zona fluidizada ativa na superfície do solo tende a se alargar até que o fluxo atinja algum valor próximo ao valor de velocidade mínima de fluidização, a partir da qual o sistema entra em regime instável. A partir de T3, quando a cavidade submersa está formada, a taxa de fluxo pode ser aumentada consideravelmente sem que a cavidade fluidizada seja reaberta. A Figura 3.15 mostra a relação entre a velocidade do fluxo na superfície ( $U_{bk}$ ) e a velocidade mínima de fluidização pelo adimensional de penetração do jato, evidenciando a importância das condições mínimas de fluidização.

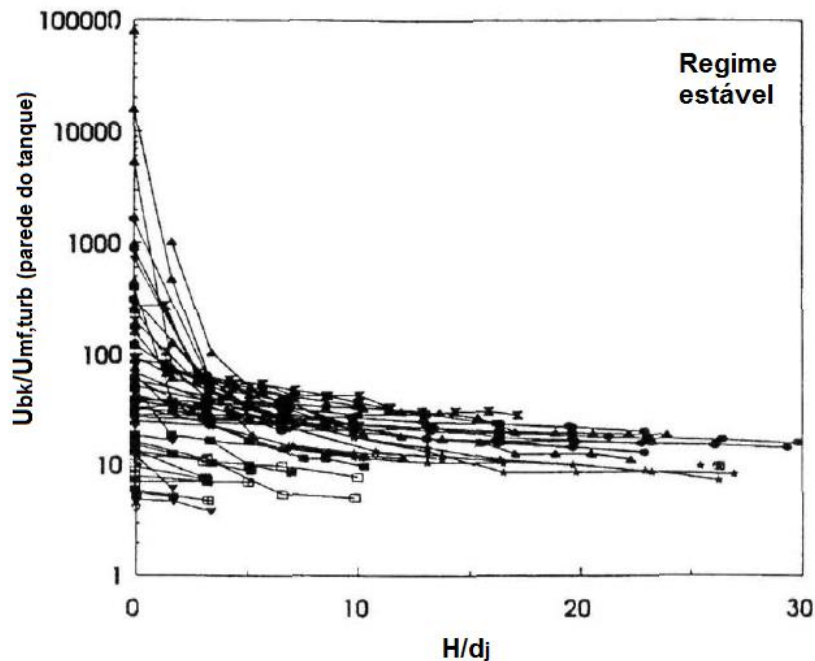


Figura 3.15 – Relações de  $U_{bk}/U_{mf,turb}$  pela profundidade adimensional do jato (adaptado de NIVEN & KHALILI, 1998)

Niven & Khalili (1998) descrevem o sistema de fluidização como sendo governado por quatro mecanismos principais: a profundidade de penetração do jato depende da expulsão/fluxo de sedimentos; a estabilidade do sistema de fluidização é governada pela habilidade do fluido em se manter fluidizado; os pontos de quebra, que delimitam o diâmetro da zona fluidizada, ocorrem devido a falha da areia na superfície; e a deposição de sedimentos que formam uma duna no entorno da haste é afetada pela altura da lâmina de água no tanque e suas dimensões.

As observações e análises de Niven (1998), Niven & Khalili (1998) e Mezzomo (2009) indicam que o perfil da zona fluidizada tem uma forma aproximadamente constante para qualquer tipo dos solos estudados, diâmetro do jato e taxa de fluxo. Tal formato de cavidade simplesmente avança no solo conforme o jato atinge maiores profundidades. Os perfis se alongam no sentido vertical com o aumento da taxa de fluxo. A formação da cavidade submersa ocorre quando a velocidade do fluxo na superfície da zona fluidizada não é suficiente para manter as partículas em suspensão.

Niven & Khalili (1998) afirmam que a análise dimensional se mostrou eficaz no estudo da geometria da zona fluidizada. O adimensional de profundidade de cravação do jato ( $H/d_j$ ) é proporcional ao número de Froude das partículas ( $Fr_p$ ) - proporcional à velocidade do jato - e também é função da razão entre os diâmetros da partícula e do jato ( $d_p/d_j$ ). Os autores ainda afirmam que as profundidades críticas associadas com a transição entre cavidade aberta e fechada são uma função do adimensional de taxa de fluxo ( $4Q_o/\pi U_{mf,turb} d_j^2$ ).

Em sua pesquisa, Mezzomo (2009) também conclui que as dimensões da cavidade fluidizada, adimensionalizadas pelo diâmetro do jato, podem ser analisadas a partir do número de Froude das partículas ( $Fr_p$ ) e que este adimensional é o principal parâmetro que comanda a geometria da zona fluidizada aberta. Tal análise permite comparar ensaios em areias com diâmetro médio das partículas diferentes. O autor destaca que as dimensões em cavidade fluidizada aberta: penetração do jato ( $a$ ), diâmetro da zona fluidizada na profundidade de saída do jato ( $d_H$ ), diâmetro da zona fluidizada na superfície ( $d_{bk}$ ) e diâmetro medido entre os picos das dunas ( $d_d$ ), crescem com o aumento do número de Froude das partículas. O autor ressalta que este comportamento tende a ser linear até certo ponto, onde muda sua inclinação. A mesma observação é feita por Niven (1998). Stracke (2012), por sua vez, não encontrou tal mudança de comportamento, que se manteve linear nas análises da autora. A Figura 3.16 mostra o comportamento do parâmetro ( $a/d_j$ ) por  $Fr_p$  para diversas pesquisas realizadas em areia.

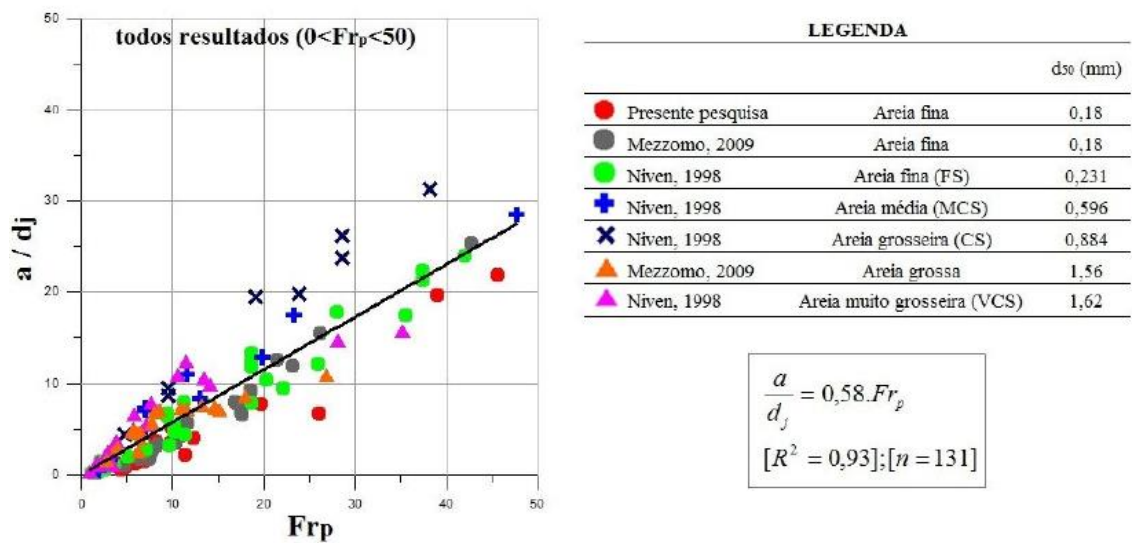


Figura 3.16 – Parâmetro  $(a/d_j)$  versus  $Fr_p$   
(adaptado de STRACKE, 2012)

Niven & Khalili (1998), Mezzomo (2009) e Stracke (2012) observaram que quanto menor o diâmetro médio das partículas do solo, maior é o alcance do jato de água e da profundidade final instalada da haste. Alsaydalani & Clayton (2014) destacam que a taxa de fluxo necessária para desencadear a fluidização aumenta com o aumento do diâmetro médio das partículas

Para os ensaios de fluidização, Stracke (2012) mostra que a profundidade de instalação da estaca fluidizada aumenta com o aumento da taxa de fluxo. A Figura 3.17 mostra a variação profundidade crítica T3 com a vazão do jato para diversos autores.

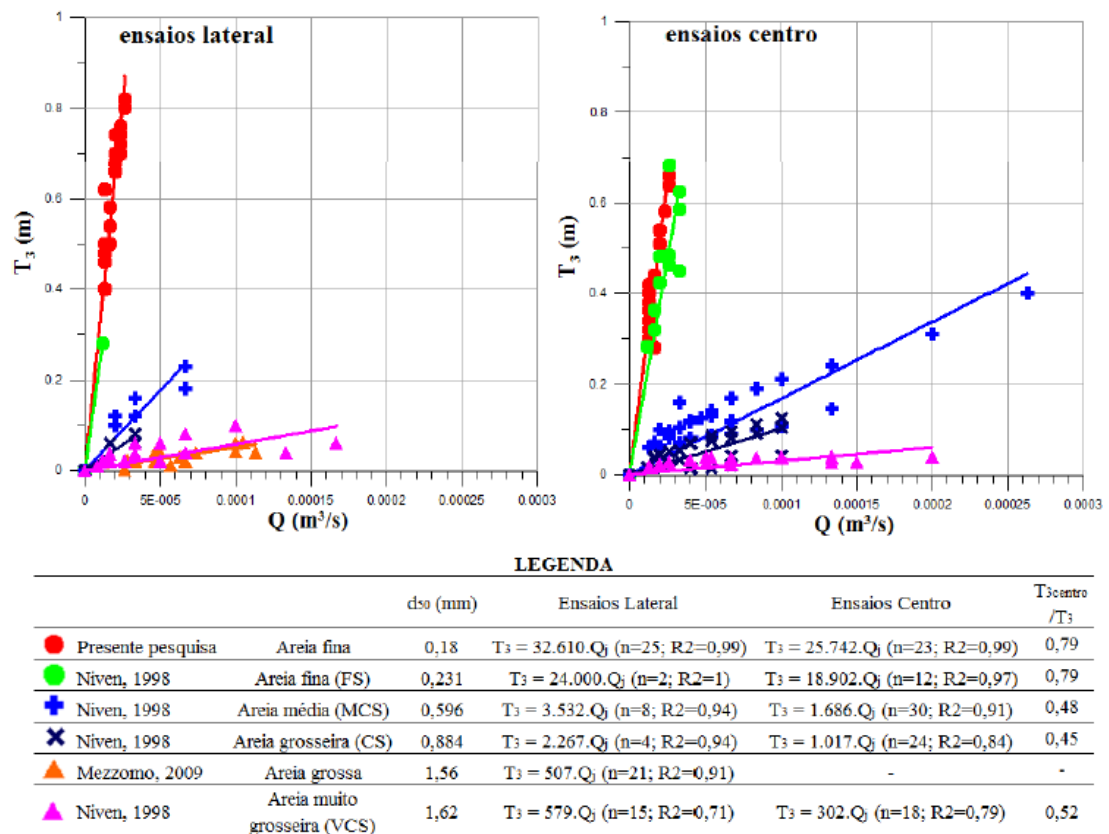


Figura 3.17 – Profundidade crítica *versus* vazão do jato (adaptado de STRACKE, 2012)

Stracke (2012) propõe uma curva de ajuste exponencial para a profundidade crítica  $T_3$ , mostrada na Figura 3.18. A figura também mostra a comparação da equação proposta com diversos estudos em areia.

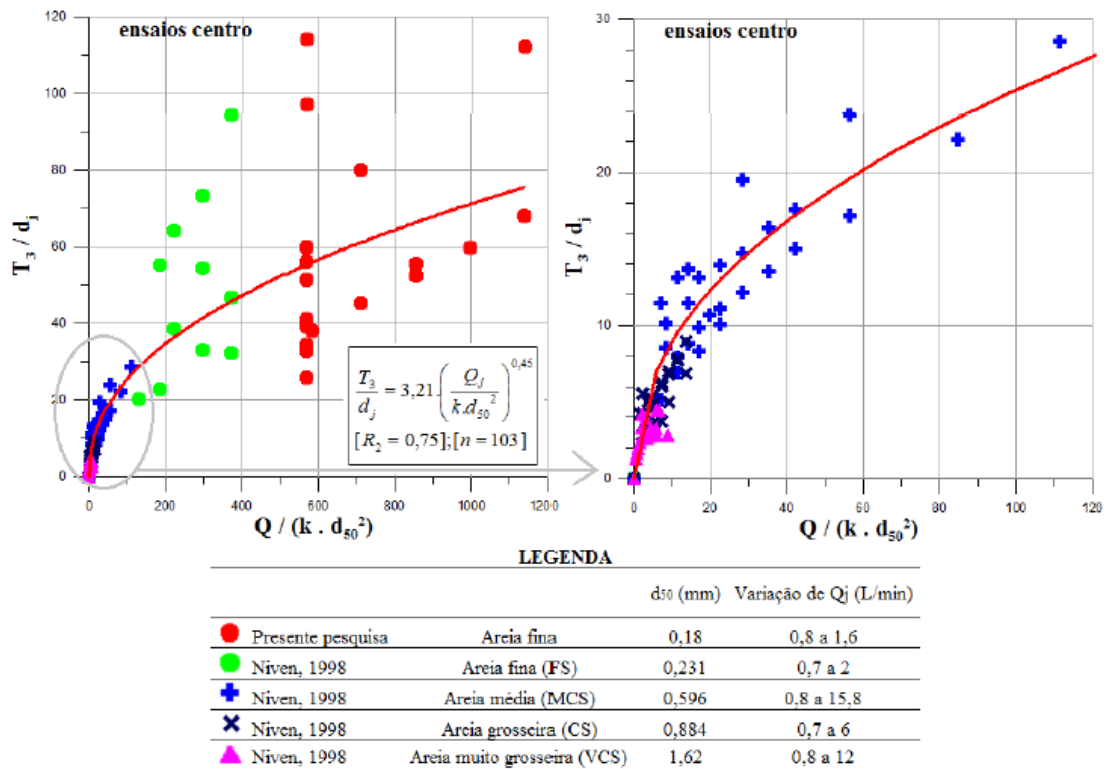


Figura 3.18 –  $T_3/d_j$  versus  $Q_o/(k d_{50}^2)$   
(adaptado de STRACKE, 2012)

Para os ensaios de arrancamento, Stracke (2012) observa que a resistência do solo não fluidizado é maior que a do solo fluidizado, acrescentando que, com a paralização dos jatos de fluidização, o solo em suspensão se deposita na cavidade fluidizada, ocorrendo rearranjo e acomodação dos grãos. A autora observa uma queda de 30% a 50% na capacidade de carga das hastes devido à fluidização. Tsinker (1988) e Schnaid *et al.* (2014) observaram que a capacidade de carga de estacas instaladas com jateamento é inferior à de estacas instaladas em solo não fluidizado.

### 3.2.3.2 Estudo de Passini (2015)

Passini (2015) estudou os mecanismos e parâmetros envolvidos na cravação de estacas modelo em argilas e areias, dando mais ênfase para os ensaios em areia. A autora realizou ensaios de geometria, instalação e arrancamento de estacas modelo em laboratório. O trabalho de Passini (2015) é a continuação de uma linha de pesquisas desenvolvida pelo Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que anteriormente contou com a

contribuição dos trabalhos de Mezzomo (2009) e Stracke (2012) no contexto de fluidização em areias. O presente trabalho segue estas linhas de pesquisa e busca ampliar sua abrangência.

Passini (2015) realizou ensaios de fluidização de estacas com haste suspensa, que consiste no controle da velocidade de cravação da estaca durante a fluidização do solo, e ensaios de fluidização de cravação por peso próprio, onde a velocidade não é controlada e as estacas cravam devido ao seu peso. A geometria observada pela autora foi classificada em três zonas: (i) zona superior, na superfície do solo e entorno da estaca, onde observa-se a formação de uma duna; (ii) zona intermediária, no fuste da estaca, por onde o solo fluidizado movimenta-se no sentido ascendente; e (iii) zona inferior, localizada na ponta da estaca e onde há a saída do jato de água que desestrutura a areia. A Figura 3.19 esquematiza as áreas formadas.

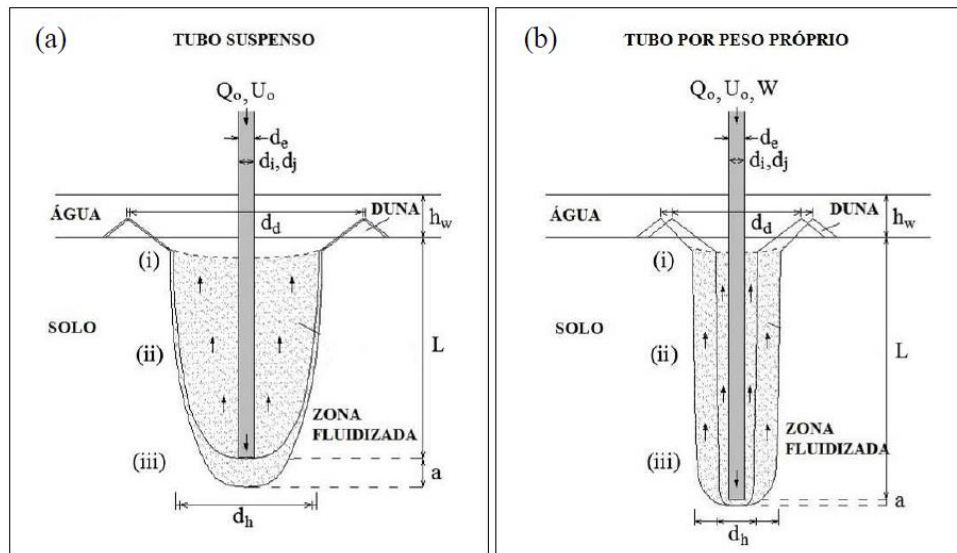


Figura 3.19 – Geometria da zona fluidizada por tubo (a) suspenso e (b) peso próprio (PASSINI, 2015)

Pode ser observado que as geometrias da zona fluidizada dependem do modo de instalação adotado. Passini (2015) atribui esta diferença à energia requerida para remover o solo na base da estaca, que deve ser maior à energia requerida para manter o fuste da estaca fluidizado, ou seja, a cravação por haste suspensa requereu maior energia e gerou uma cavidade fluidizada maior. A autora afirma também que devido a maior velocidade de cravação dos modelos por peso próprio, a zona de areia mobilizada e fluidizada foi menor. Após a penetração por peso próprio a autora fez testes de geometria suspendendo a estaca modelo e observando o comportamento da zona fluidizada. O resultado foi o alargamento da zona após suspensão da haste até a condição de geometria similar ao de cravação por haste suspensa.

A amplitude da zona fluidizada pela instalação por peso próprio foi aproximadamente constante e igual a  $2d_e$ . Tais resultados, segundo Passini (2015), foram independentes da vazão adotada, da velocidade do jato e da densidade relativa da areia, esta última reforçando as conclusões já encontradas por Mezzomo (2009). Após suspensão da estaca a zona se estendeu a até  $6d_e$ , sendo maior quanto maior a vazão e velocidade do jato.

A partir de considerações sobre a velocidade terminal da partícula e o fato dos ensaios serem executados na lateral do tanque (metade da área da zona perturbada), Passini (2015) calcula o diâmetro da área perturbada a partir da equação a seguir:

$$d_{H0} = \sqrt{\frac{8Q_0}{\pi U_p} + d_e^2} \quad (22)$$

sendo:

$d_{H0}$  = diâmetro da área perturbada;

$U_p$  = velocidade terminal da partícula em relação ao fluido ou vice-versa.

A equação sugere um aumento da zona fluidizada com o aumento da vazão aplicada, o que não foi observado pela autora nos seus ensaios por peso próprio. A Figura 3.20 apresenta a relação entre os valores calculados e os valores médios medidos pela autora.

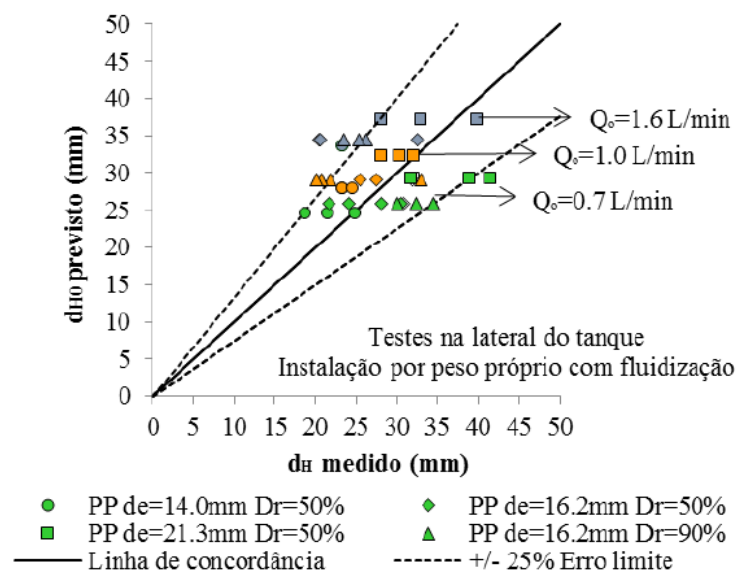


Figura 3.20 – Zona fluidizada calculada *versus* zona fluidizada medida na lateral do tanque (PASSINI, 2015)



O comportamento dos modelos durante a cravação por peso próprio foi caracterizado por uma taxa penetração decrescente com a profundidade, até as forças se equilibrarem e o modelo cessar sua penetração. A autora destaca que estacas pesadas com baixas vazões geravam embuchamento da ponta da haste e descontinuidade no processo de cravação. O embuchamento estagnava a penetração até que a pressão aumentasse ao ponto de expelir a areia da ponta, fazendo com que o processo de fluidização continuasse normalmente. A autora destaca que para um dado modelo de estaca de mesma massa e diâmetro, a velocidade inicial de cravação e a profundidade instalada aumentaram com a vazão aplicada, e o tempo para a cravar a mesma profundidade diminuiu. A Figura 3.21 mostra o comportamento no tempo da estaca de diâmetro  $d_e = 16,2\text{mm}$  estudada por Passini (2015).

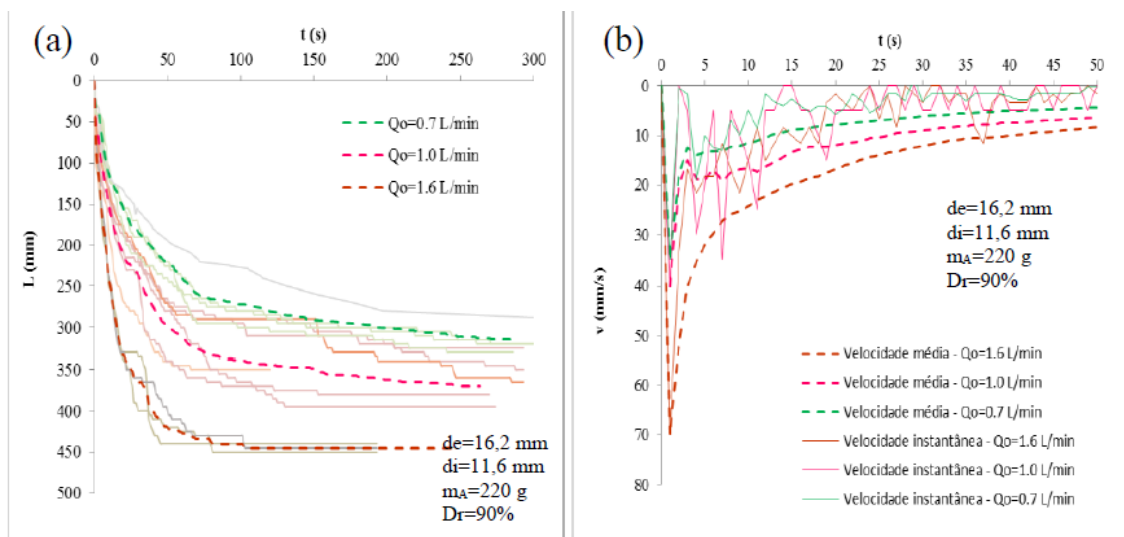


Figura 3.21 – (a) Deslocamento *versus* tempo (b) Velocidade *versus* tempo para  $d_e = 16,2$  mm e  $D_r = 90\%$  (PASSINI, 2015)

Passini (2015) realizou ensaios de cravação com e sem fluidização. Os ensaios de cravação por peso próprio sem fluidização constituíram na liberação manual da estaca do nível da areia. As profundidades atingidas por este tipo de ensaio foram rasas se comparadas aos ensaios de fluidização, mas pode-se observar o aumento da profundidade cravada com a massa da estaca e diminuição da densidade relativa da areia, sendo também dependente do diâmetro da estaca. A razão  $L/d_e$  para os ensaios de cravação sem fluidização não foram maiores que 5 e com fluidização apresentaram valores acima de 50. No espaço adimensional, observa-se uma tendência única para cada densidade relativa, com diminuição de cerca de 39% da profundidade instalada entre as densidades relativas de 50% e 90%, como mostra a Figura 3.22.

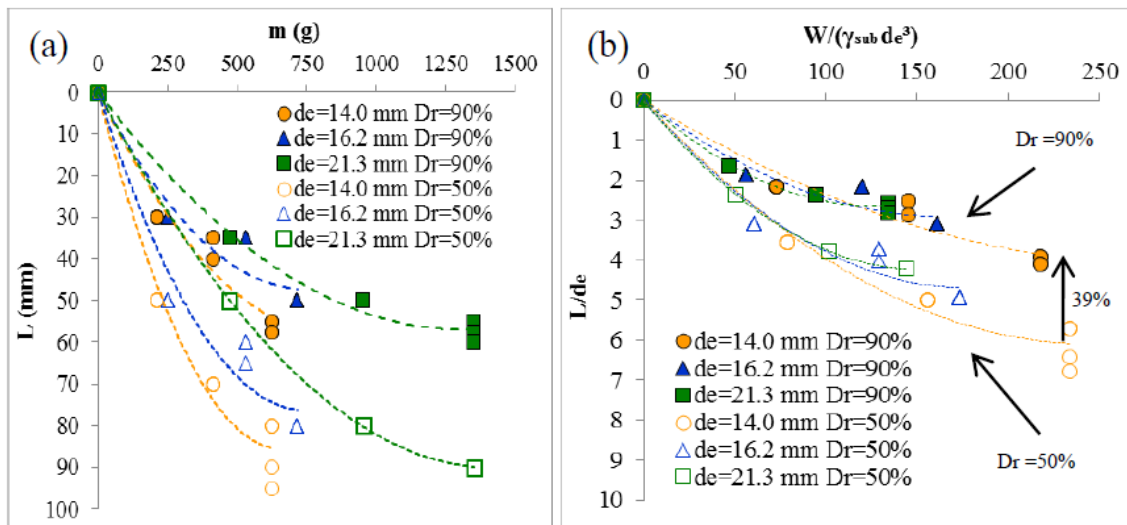


Figura 3.22 – Resultados de cravação de estaca modelo sem fluidização (a) dimensionais (b) adimensionais (PASSINI, 2015)

Para os ensaios de cravação por fluidização, Passini (2015) observou que a profundidade instalada aumentou com o aumento de massa, vazão e velocidade do jato, o que está de acordo com estudos anteriores de Tsinker (1988), Niven (1988), Stracke (2012) e Alsaydalani & Clayton (2014). A partir da Figura 3.23 pode-se observar que os modelos de menor massa ao ar (150g e 220g) chegaram em suas profundidades máximas de cravação, onde um aumento de vazão ou velocidade do jato não geram acréscimos significativos de profundidade instalada.

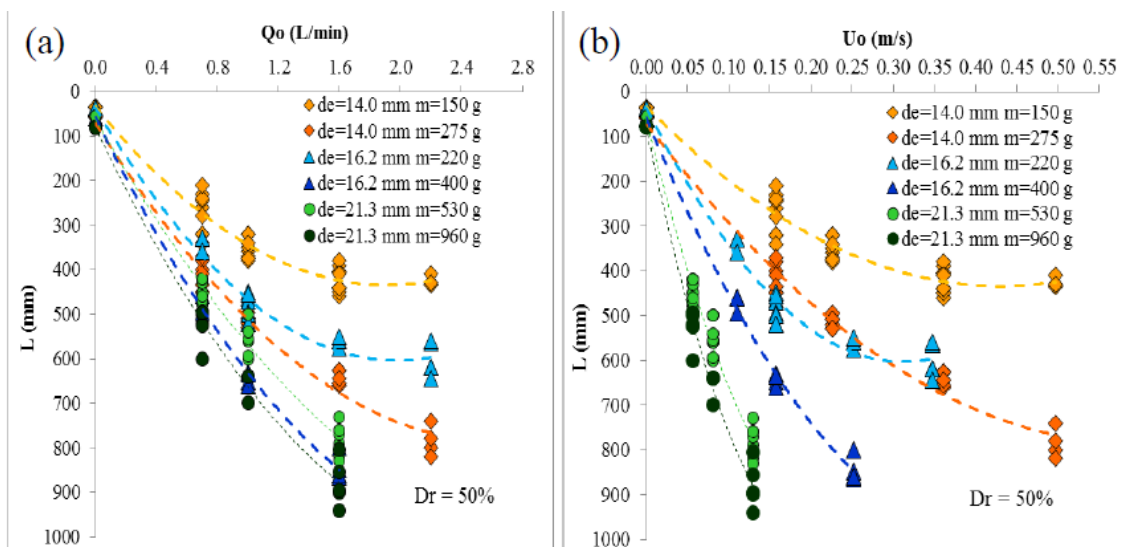


Figura 3.23 – Resultados de profundidade instalada *versus* (a) vazão (b) velocidade do jato (PASSINI, 2015)

Para a análise da influência da densidade relativa, Passini (2015) conclui que com o aumento de  $D_r$  de 50% para 90%, a profundidade instalada diminuiu em torno de 16%. Este resultado pode ser observado na Figura 3.24.

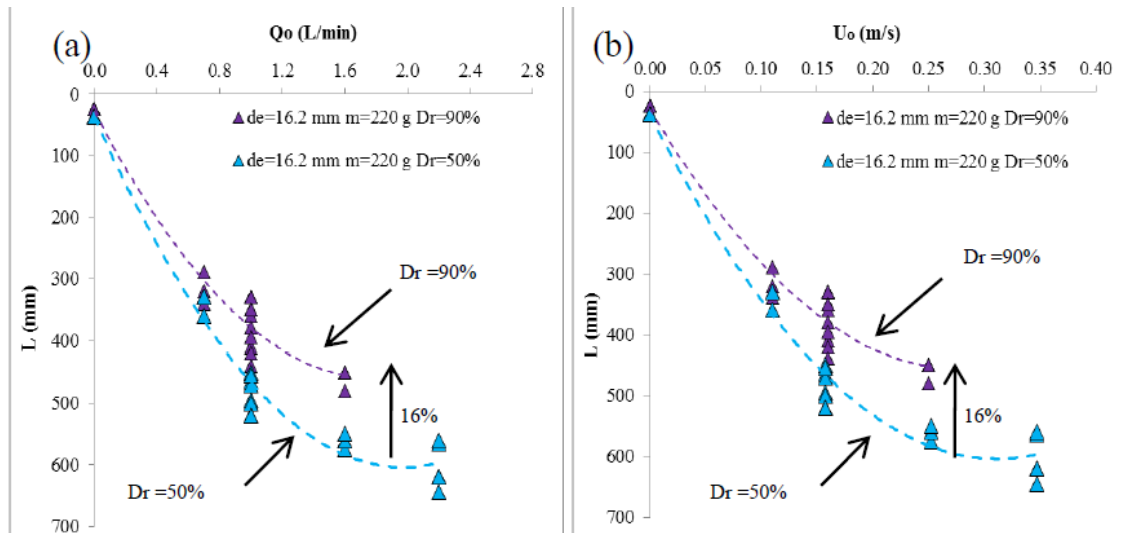


Figura 3.24 – Resultados de profundidade instalada para  $D_r$  de 50% e 90% versus (a) vazão (b) velocidade do jato (PASSINI, 2015)

Passini (2015) desenvolveu uma equação única para previsão da profundidade de cravação de estacas modelo, que depende das características físicas da estaca, da areia e das características do fluido, para ensaios realizados em modelo reduzido 1G. A equação ainda permite a utilização de valores intermediários aos utilizados em seus ensaios. Sua equação é apresentada a seguir assim como a Figura 3.25, que apresenta o gráfico de resultado das análises dimensionais efetuadas, destacando uma linha de tendência para cada vazão adotada. A autora destaca ainda que a equação é capaz de estimar a penetração dos modelos com 98% de confiança e que o intervalo de erro máximo é de 25%, entre os valores medidos e previstos.

$$\frac{L}{d_e} = \left( \frac{W}{\gamma_{sub} d_e^3} \right)^{0.5} 0.4 \left[ 1 - 0.2 \left( \frac{Q_0}{v_f d_{50}} \right)^{0.218} \right] \quad (23)$$

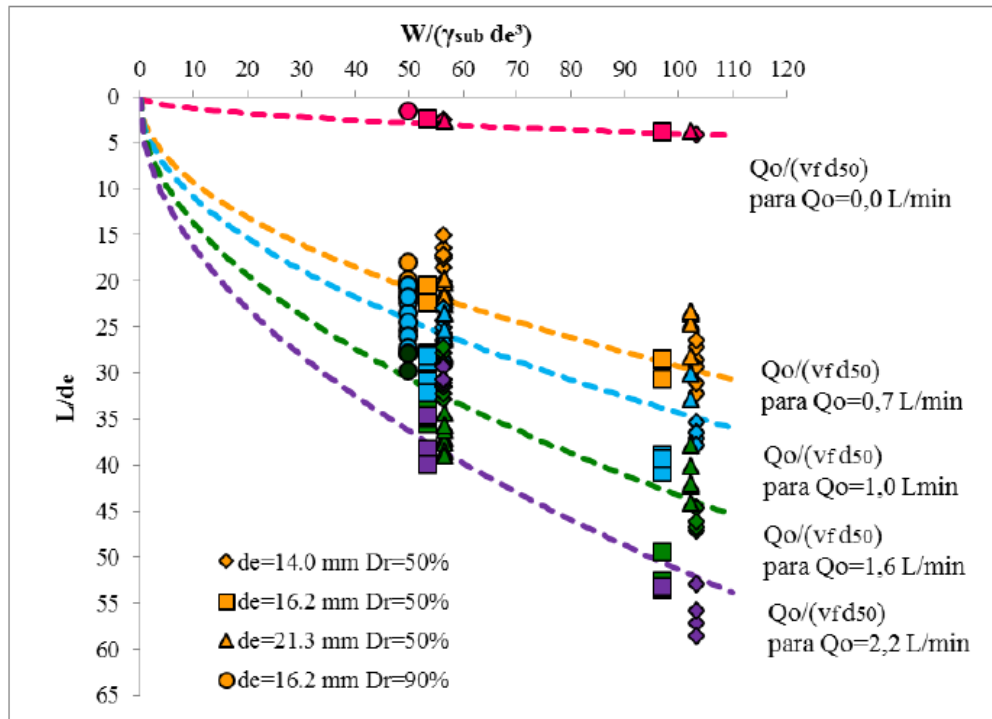


Figura 3.25 – Coeficiente de profundidade *versus* coeficiente de força peso e coeficiente de fluxo (PASSINI, 2015)

Comparando os resultados de Passini (2015), Stracke (2012) e Niven (1998), observa-se que as profundidades atingidas pelos ensaios de fluidização aumentam com o aumento da vazão aplicada. Uma comparação dos resultados pode ser observada na Figura 3.26. O trabalho de Passini (2015) apresenta ainda o conceito de massa ao ar das hastes, que possibilitou um aumento da amplitude de profundidades atingidas pelas estacas em uma mesma vazão e massas diferentes.

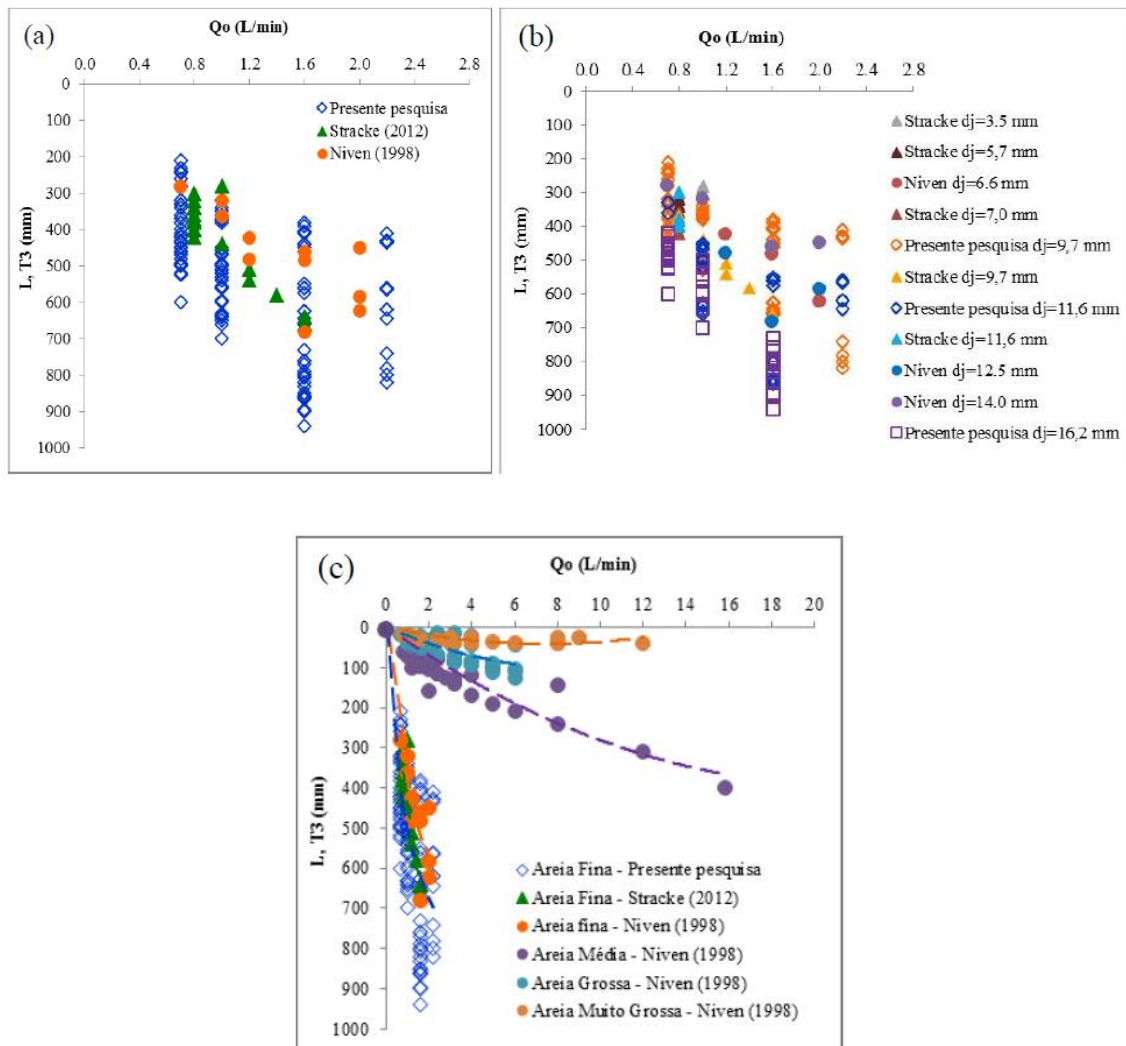


Figura 3.26 – (a), (b) e (c) Comparação de resultados de Passini (2015), Stracke (2012) e Niven (1998) (PASSINI, 2015)

Passini (2015) realizou também o arrancamento de estacas cravadas manualmente, sem fluidização. Os resultados de arrancamento realizados imediatamente após a cravação e 24 horas após a cravação obtiveram o mesmo resultado. A autora atribui tais resultados ao fato do efeito de ganho de resistência com o tempo (*setup*) ser minimizado em modelos com baixos níveis de tensão. Os resultados são dependentes do comprimento instalado da estaca, do seu diâmetro externo e da densidade relativa, mostrando aumento da capacidade de carga de cerca de 55% com o aumento da densidade relativa de 50% para 90%. Houve embuchamento da ponta das estacas, assim a capacidade de carga foi calculada considerando-se somente a área externa da estaca. Os resultados são apresentados na Figura 3.27.

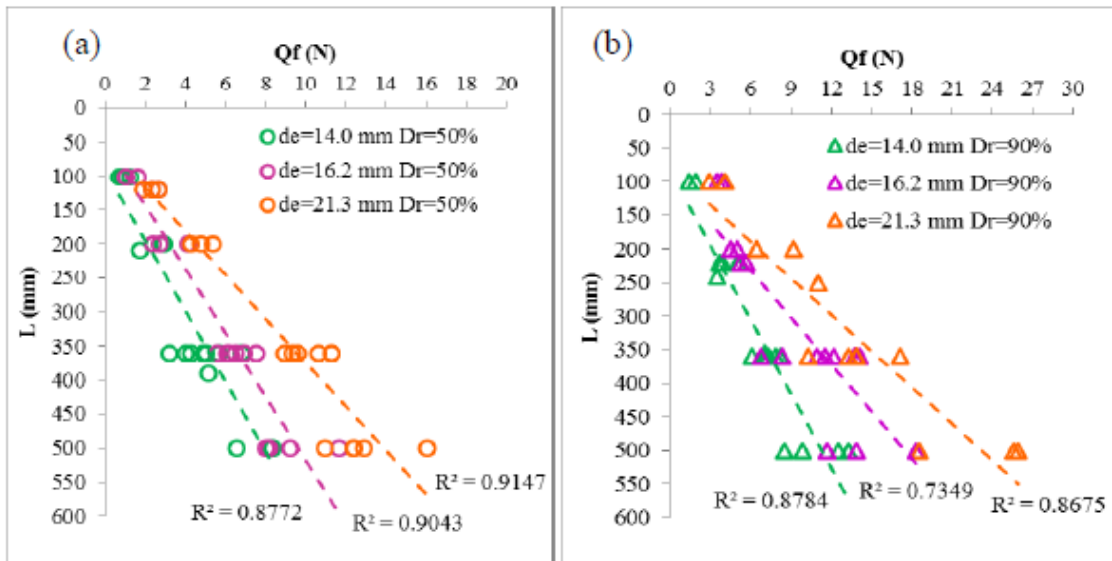


Figura 3.27 – Capacidade de carga em solo não fluidizado para  $D_r$  de (a) 50% e (b) 90% (PASSINI, 2015)

Os resultados do coeficiente de empuxo lateral de serviço ( $K_s$ ) foram calculados por Passini (2015) por meio da teoria sugerida pela API-RP-2A (2005). A tensão efetiva do solo foi calculada no ponto médio de penetração das estacas. O ângulo de atrito entre o solo e a estaca foi  $20,75^\circ$ . A Figura 3.28 mostra os resultados obtidos pela autora.

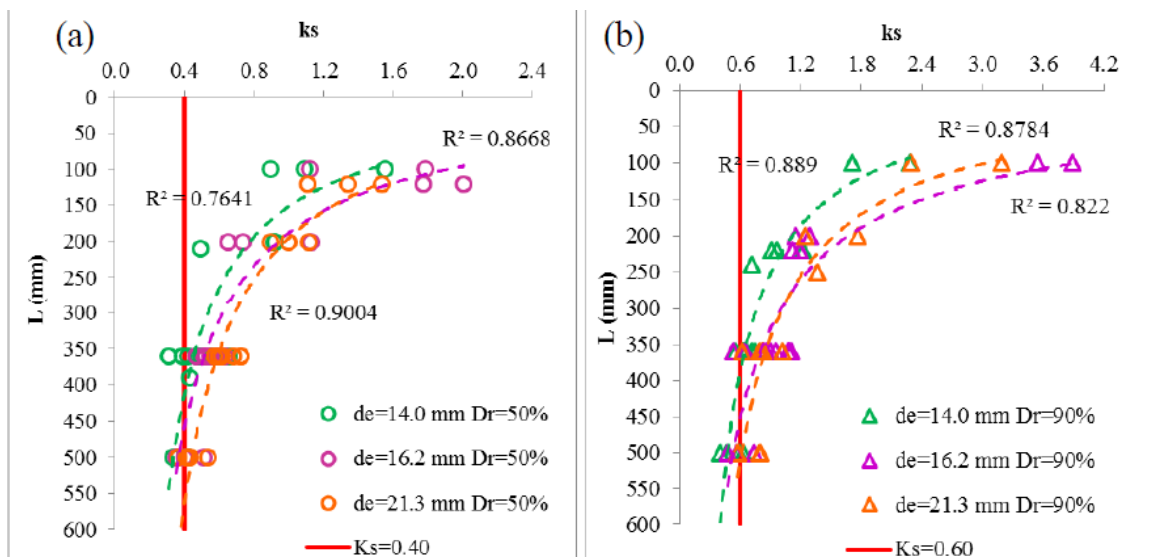


Figura 3.28 – Coeficiente de empuxo lateral em solo não fluidizado para  $D_r$  de (a) 50% e (b) 90% (PASSINI, 2015)

Os resultados obtidos foram o aumento de  $K_s$  com o aumento da densidade relativa (em torno de 55% para a densidade de 50% para 90%) e o decréscimo do parâmetro quanto maior a tensão efetiva. O comportamento detectado concorda com o comportamento relatado pela bibliografia. Os valores de  $K_s/K_o$  foram de 0,92 e 1,72 para as densidades relativas de 50% e 90%, respectivamente. Para maiores tensões de confinamento, observa-se que os valores de  $K_s$  tendem a estabilizar em, aproximadamente, 0,40 e 0,60 para as densidades relativas de 50% e 90%. Uma comparação entre os resultados de Stracke (2012) e Passini (2015) são apresentados na Figura 3.29, mostrando a mesma tendência de comportamento.

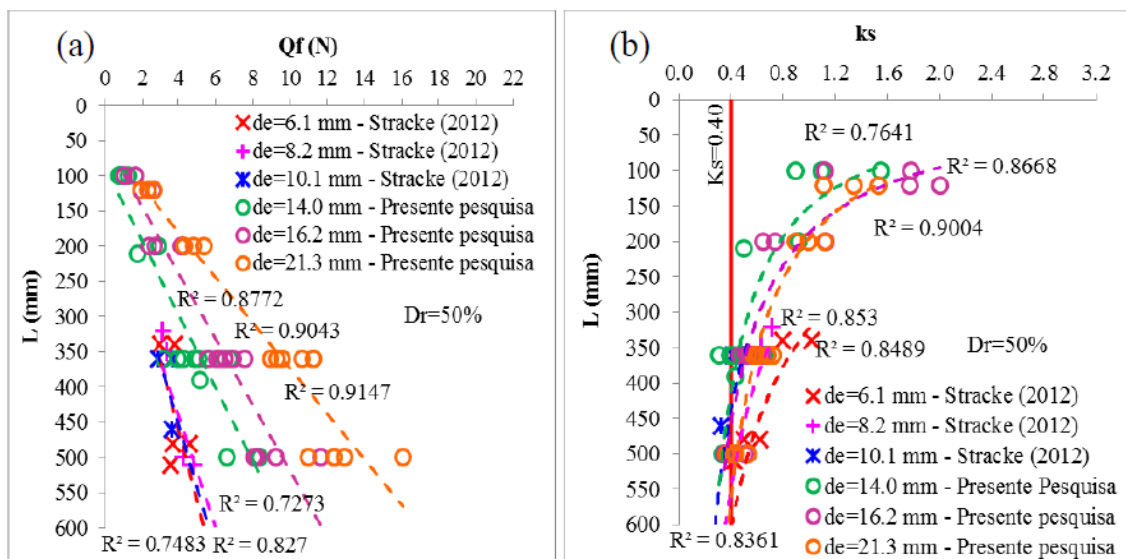


Figura 3.29 – Comparação de resultados em solo não fluidizado de Stracke (2012) e Passini (2015) para (a) carga de arrancamento e (b)  $K_s$  (PASSINI, 2015)

Passini (2015) realizou análises dimensionais dos ensaios de arrancamento, chegando aos gráficos presentes na Figura 3.30 e 3.31. A autora observa que para cada densidade relativa os resultados apresentaram-se independentes dos diâmetros do modelo.

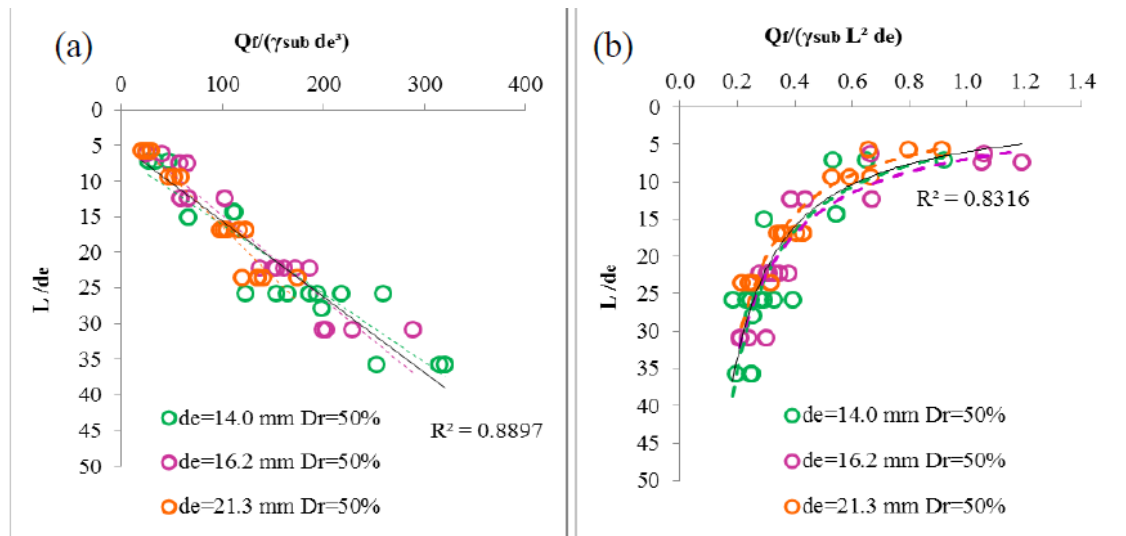


Figura 3.30 – Para solo não fluidizado com  $D_r = 50\%$  (a) coeficiente de capacidade de carga *versus* coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço *versus* coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015)

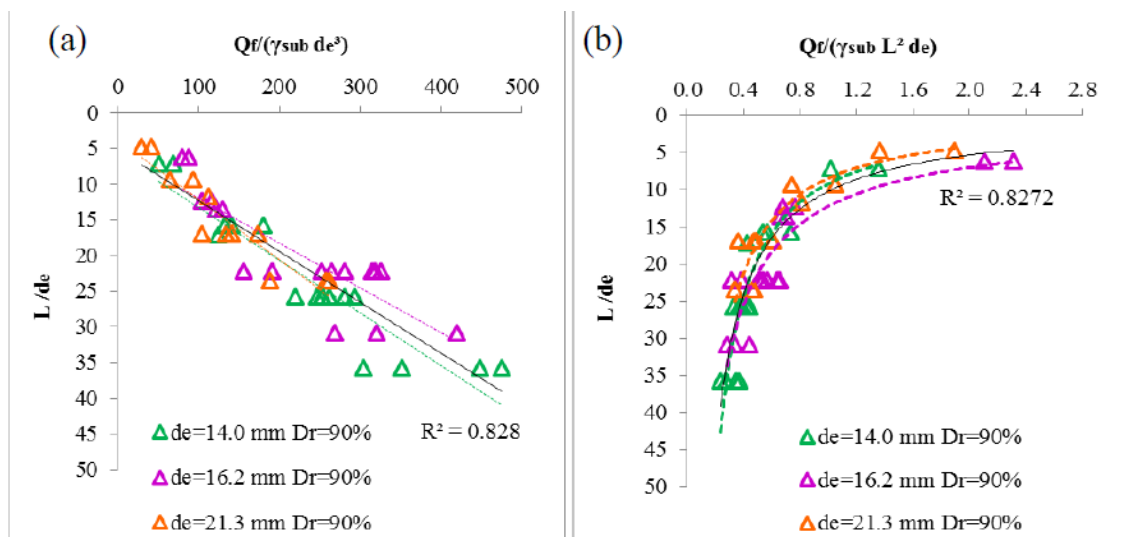


Figura 3.31 – Para solo não fluidizado com  $D_r = 90\%$  (a) coeficiente de capacidade de carga *versus* coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço *versus* coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015)

Para os ensaios de arrancamento em solo fluidizado, Passini (2015) realizou testes imediatamente, 4 horas, 24 horas e 48 horas após a fluidização. A autora separou a análise dos resultados em dois grupos, (i) imediatamente e 4 horas, e (ii) 24 horas e 48 horas, constatando que os resultados são similares entre si. O resultado de carga de arrancamento e  $K_s$  dos grupos de 24 e 48 horas obtiveram resultados aproximadamente 47% maiores que do grupo de 0 e 4



horas. A autora concluiu que o solo fluidizado apresenta ganho de capacidade de carga no tempo (efeito *setup*). A autora atribui tal afirmação a possível demora na dissipação das poropressões geradas pelo processo de fluidização e à acomodação e redistribuição dos grãos que fecham a cavidade fluidizada. Os resultados de Passini (2015) são apresentados na Figura 3.32.

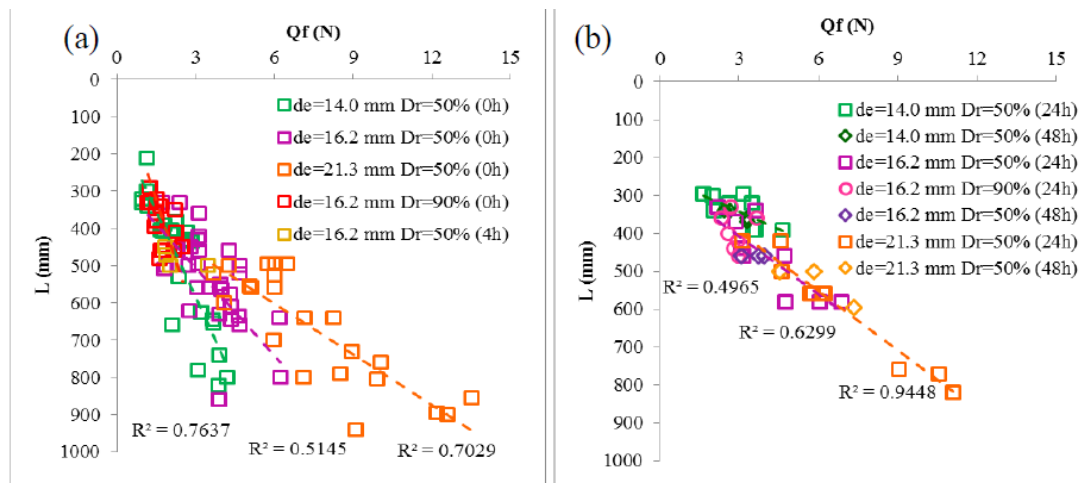


Figura 3.32 – Capacidade de carga em solo fluidizado para ensaios realizados após (a) 0 e 4 horas e (b) 24 e 48 horas da instalação das estacas (PASSINI, 2015)

Conforme Passini (2015), os resultados dos ensaios de arrancamento em solo fluidizado são independentes da vazão, da velocidade do jato e densidade relativa inicial da areia, sendo tais parâmetros importantes para a penetração da estaca modelo. Os resultados de arrancamento são dependentes do comprimento de estaca instalado e do diâmetro das estacas modelo. A autora afirma que a resistência lateral das estacas é reduzida devido aos efeitos de jateamento, pois a densidade relativa do solo é alterada, chegando a um valor final de, aproximadamente, 30%. A autora supõe que não há embuchamento (*plug*) da haste devido ao fluxo contínuo de água na ponta da estaca durante o processo de fluidização.

Os valores do coeficiente de empuxo lateral de serviço ( $K_s$ ) foram estimados por Passini (2015) considerando densidade relativa de 30%, ângulo de atrito solo-estaca de  $20,75^\circ$  e com tensão vertical efetiva calculada no ponto médio da profundidade da estaca instalada. Os resultados são apresentados na Figura 3.33. Observa-se que os valores de  $K_s$  atingem valores aproximadamente constantes para maiores tensões de confinamento, chegando a valores de 0,10 e 0,15 para testes realizados a 0 e 4 horas, e 24 e 48 horas após a instalação da estaca, respectivamente.

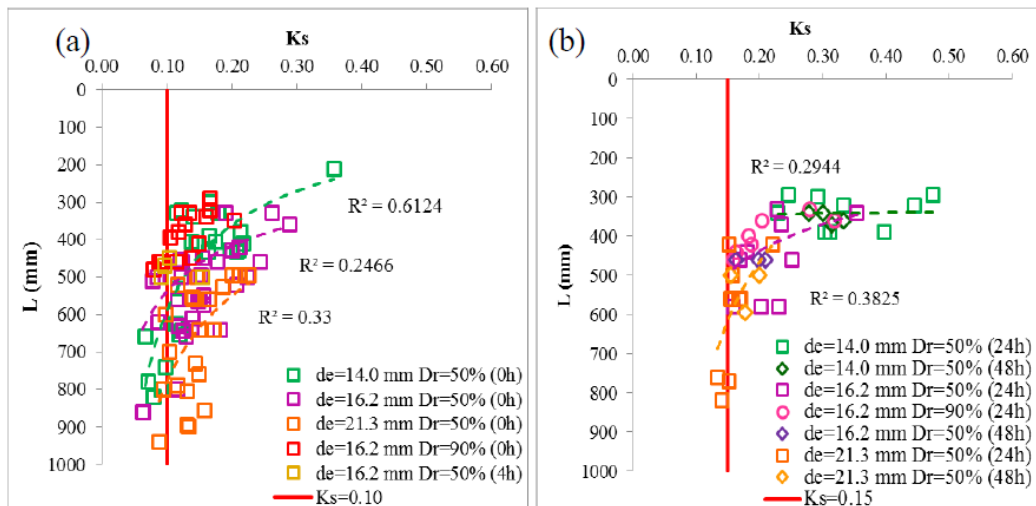


Figura 3.33 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço em solo fluidizado em testes após (a) 0 e 4 horas e (b) 24 e 48 horas da instalação das estacas (PASSINI, 2015)

Passini (2015) destaca ainda que os valores de  $K_s$  encontrados estão abaixo do esperado, considerando valores mínimos de 0,20 a 0,40 para estacas cravadas em areia fofa. A autora atribui tal comportamento a duas possíveis razões, sendo (i) o baixo nível de tensões de confinamento, podendo levar a estaca a responder de maneira intermediária entre uma estaca cravada e escavada; e (ii) a estrutura do solo se tornar frágil e colapsível após a fluidização. Infere-se ainda que tal comportamento deve ser minimizado por maiores tensões de confinamento (estacas instaladas em campo). A Figura 3.34 mostra uma comparação entre os resultados de Passini (2015) e Stracke (2012).

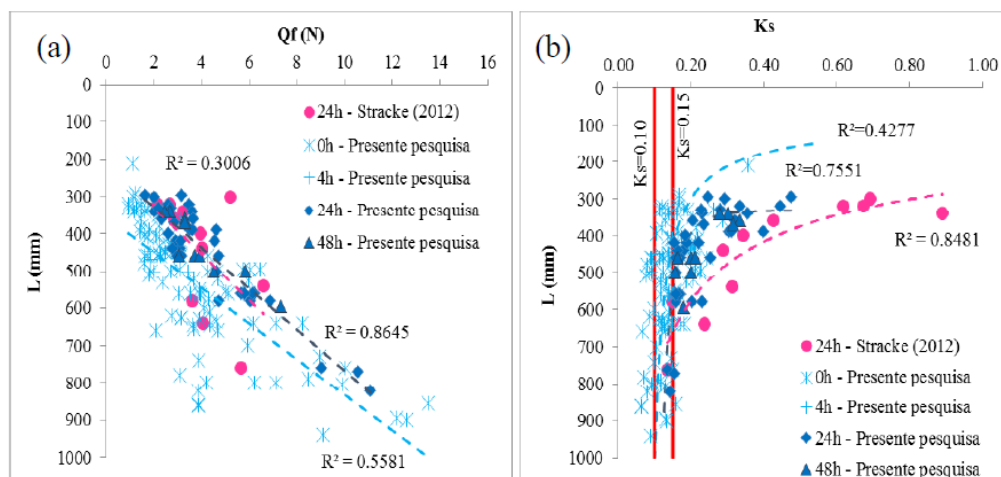


Figura 3.34 – Comparação dos resultados de (a) carga de arrancamento e (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço de Passini (2015) e Stracke (2012) (PASSINI, 2015)

Os resultados de arrancamento por fluidização por peso próprio e de forma suspensa foram considerados semelhantes apesar da geometria distinta. Passini (2015) atribuiu tal resultado a mesma densidade relativa atingida pela areia e mesma banda de cisalhamento desenvolvida no fuste, independente do método de instalação. Os gráficos da análise dimensional realizados pela autora estão presentes na Figura 3.35.

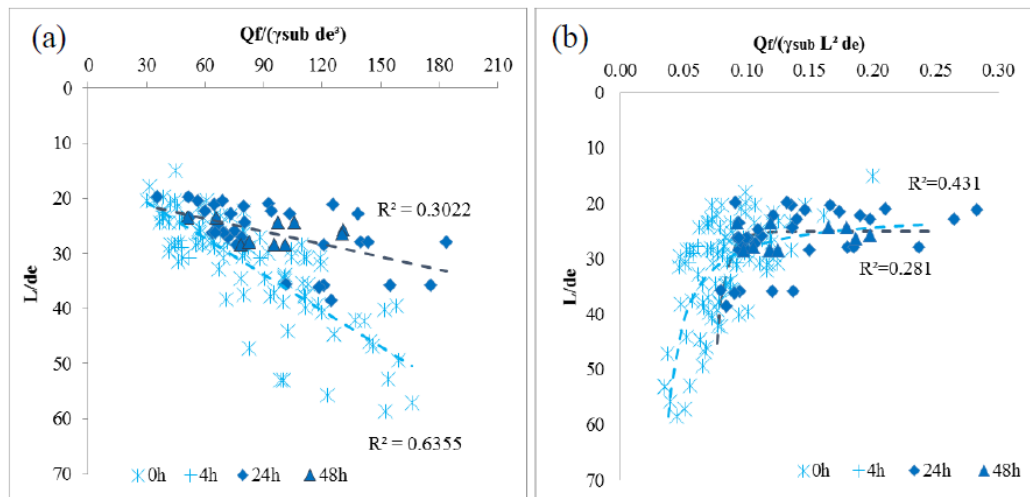


Figura 3.35 – Para solo fluidizado (a) coeficiente de capacidade de carga *versus* coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço *versus* coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015)

Comparando-se os resultados de arrancamento em solo fluidizado e não fluidizado (estaca cravada), o segundo apresenta resistência ao arrancamento superior ao primeiro. Passini (2015) afirma que o modo de instalação e as condições iniciais da areia antes do carregamento afetam a capacidade de carga das estacas. A fluidização gera uma zona perturbada ao redor da estaca, com menor densidade relativa (em torno de 30%) e menor capacidade de carga. A carga de arrancamento axial de estacas foi dependente do comprimento de haste instalada, do diâmetro da haste e da densidade relativa da areia no seu entorno. Quanto maior a densidade relativa, diâmetro e comprimento, maior a carga de arrancamento. A Figura 3.36 apresenta os resultados adimensionalizados de todos os ensaios de arrancamento realizados por Passini (2015).

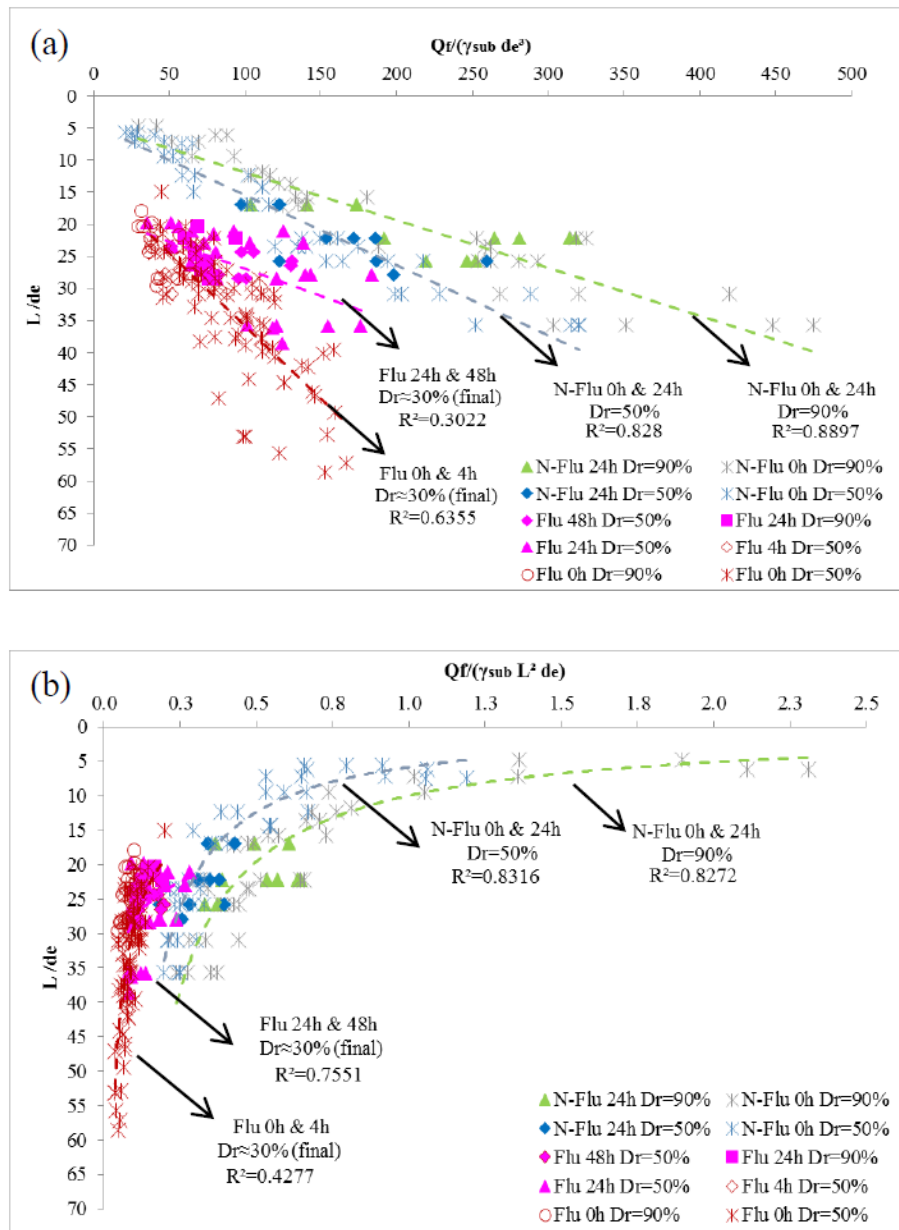


Figura 3.36 – Para solo fluidizado e não fluidizado (a) coeficiente de capacidade de carga *versus* coeficiente de profundidade (b) coeficiente de empuxo lateral de serviço *versus* coeficiente de profundidade (PASSINI, 2015)

Como os ensaios foram realizados em 1G, Passini (2015) destaca que os resultados de capacidade de carga e empuxo lateral devem ser considerados como introdutórios. Estudos mais aprofundados, com utilização de maiores escalas e maiores tensões de confinamento são necessários para maior compreensão dos fenômenos. Os resultados de Passini (2015) apresentam uma orientação quanto à influência da fluidização na capacidade de carga das hastes.

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados os materiais, os equipamentos e os procedimentos adotados para a execução dos ensaios deste trabalho, sendo eles:

- Ensaios de instalação e arrancamento de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga;
- Ensaios de arrancamento de estacas modelo pré-instaladas.

### 4.1 MATERIAIS

O solo utilizado para execução dos ensaios foi uma areia fina, proveniente do município de Osório/RS. O solo foi o mesmo utilizado nos estudos de fluidização de Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015). Posteriormente a cada ensaio, a areia passou por secagem e foi reutilizada nos ensaios subsequentes. A areia possui granulometria uniforme e ângulo de atrito no estado crítico ( $\phi'_{cv}$ ) de  $30,5^\circ$  (Silva dos Santos *et al.*, 2010). Na Tabela 4.1 e na Figura 4.1 são apresentadas as características físicas e a curva granulométrica da areia.

Tabela 4.1 – Características da areia fina (adaptado de PASSINI, 2015)

Característica	Valor
Índice de vazios mínimo, $e_{\min}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{\max}$	0,9
Porosidade mínima, $\eta_{\min}$	0,375
Porosidade máxima, $\eta_{\max}$	0,474
Coefficiente de uniformidade, $Cu$	2,2
Coefficiente de curvatura, $Cc$	1,1
Massa específica dos grãos, $\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	2667
Coefficiente de condutividade hidráulica, $k$ (m/s)	0,000128
Diâmetro médio das partículas para 50% das partículas passantes na curva granulométrica, $d_{50}$ (m)	0,000207
Diâmetro médio representativo das partículas, $d_p$ (m)	0,000239
% areia média	13,46
% areia fina	81,90
% silte	3,03
% argila	1,61

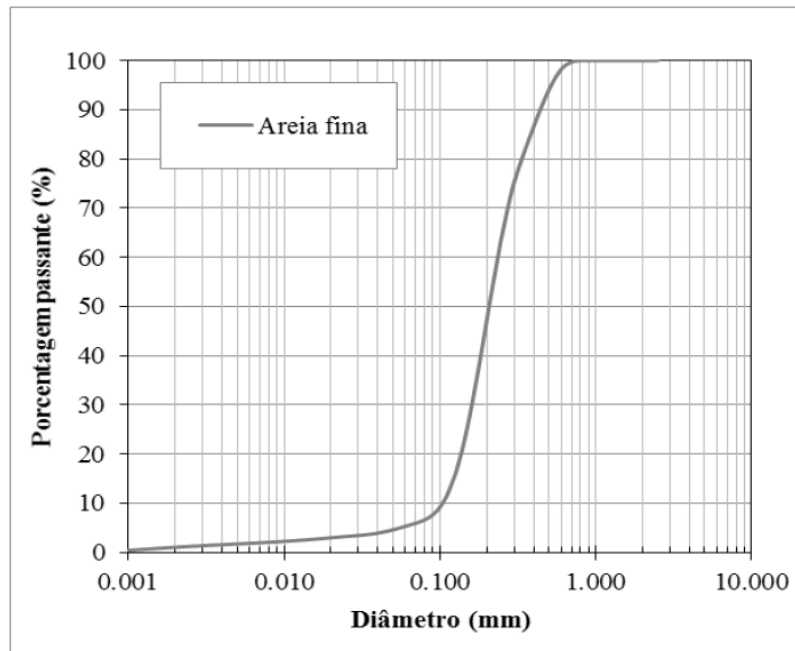


Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia (adaptado de PASSINI, 2015)

Os ensaios fluidizados foram feitos na densidade relativa de 50% e os ensaios de estacas pré-instaladas na densidade relativa de 30%. O ângulo de atrito interno da areia fina de Osório para a densidade de 50% é de 35°, segundo Marcon (2005). Utiliza-se a densidade relativa de 30% para o solo fluidizado (densidade atingida após ensaio de fluidização), conforme comprovado por Mezzomo (2009). O ângulo de atrito adotado para o solo fluidizado é de 31°, segundo equação 24 proposta por Mello (1971), em conformidade com ângulo de atrito no estado crítico. Calcula-se as características da areia fluidizada e não fluidizada, apresentadas na Tabela 4.2, a partir das equações 24 a 27.

$$(1,48 - Dr) \tan \phi' = 0,712 \quad (\text{Mello, 1971}) \quad (24)$$

$$Dr = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (25)$$

$$\gamma_d = \frac{\rho_s}{1 + e} \quad (26)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho_s / \rho_w + e}{1 + e} \gamma_w \quad (27)$$

Sendo:

$\phi'$  = ângulo de atrito interno do solo;

$e_{máx}$  = índice de vazios máximo;

$e$  = índice de vazios;

$e_{mín}$  = índice de vazios mínimo;

$\gamma_d$  = peso específico seco do solo;

$\rho_w$  = massa específica da água.

Tabela 4.2 – Características da areia fluidizada e não fluidizada

Areia	$D_r$	$\phi'$	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Não fluidizada	50%	35°	0,75	15,24	19,52
Fluidizada / Pré-instalada	30%	31°	0,81	14,73	19,21

Os módulos de elasticidade para as densidades relativas de 30% e 50% são 10 MPa e 30MPa, respectivamente, e coeficiente de Poisson 0,3, segundo Das (2006). Deve-se destacar que os valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson são utilizados somente para a análise do método de elementos finitos no *software* Plaxis, não influenciando os resultados obtidos de tensão vertical efetiva, objeto de estudo dos Capítulos 4.5 e 5.2. A água utilizada nos ensaios foi água potável provinda da rede de distribuição de Porto Alegre/RS. As propriedades físicas assumidas são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades físicas adotadas para a água

Parâmetro	Valor
Massa específica, $\rho_w$ (kg/m <sup>3</sup> )	1000
Coeficiente de viscosidade dinâmico, $\mu_f$ kg/ms	1,008.10 <sup>-3</sup>
Coeficiente de viscosidade cinemático, $\nu_f$ (m <sup>2</sup> /s)	1,01.10 <sup>-6</sup>

## 4.2 EQUIPAMENTOS

Todos os ensaios deste trabalho, tanto fluidizados como pré-instalados, foram realizados com o mesmo tanque e com as mesmas estacas modelo utilizadas por Stracke (2012) e Passini

(2015). O tanque de acrílico possui dimensões de 45 mm x 45 mm x 75 mm e espessura de 12 mm e pode ser observado na Figura 4.2.



Figura 4.2 – Tanque de acrílico

As hastes utilizadas para simular as estacas torpedo são lisas, de aço-carbono com tratamento superficial de galvanização (para evitar corrosão), sem aletas, circulares e ocas. Na parte superior das hastes foi conectado um adaptador de ferro fundido em formato de joelho para possibilitar a ligação da haste com a mangueira flexível, para os ensaios de instalação por fluidização e para conexão da haste ao sistema de contrapesos e arrancamento. As hastes são apresentadas na Figura 4.3 e suas características na Tabela 4.4.



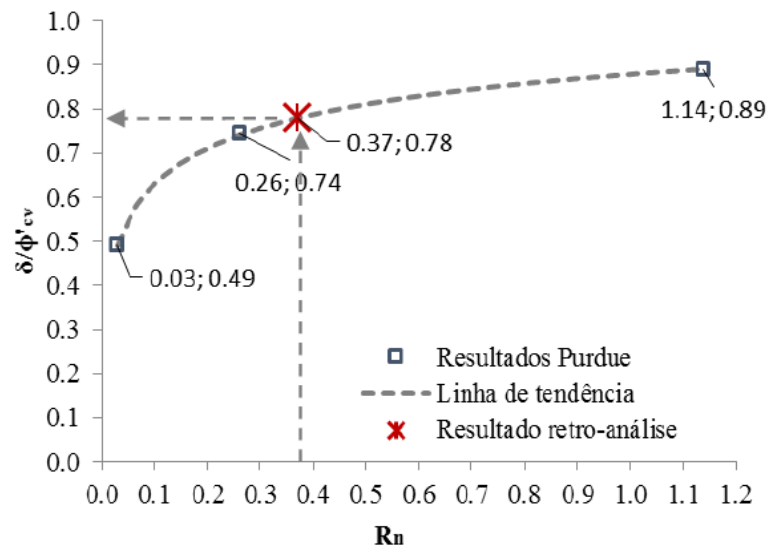
Figura 4.3 – Hastes de aço



Tabela 4.4 – Características das hastes

de (mm)	di (mm)	Comprimento (mm)	Massa (g)
14,0	9,7	750	415,81
16,2	11,6	750	531,99
21,3	16,2	750	952,79

A rugosidade das estacas foi estimada por Passini (2015) por meio de ensaios com *laser* realizados na Purdue University. A rugosidade máxima da estaca ( $R_{máx}$ ) obtida é 75,821  $\mu\text{m}$  e a rugosidade média ( $R_{méd}$ ) é 8,799  $\mu\text{m}$ . A partir desses valores pode-se obter, para a areia de Osório com  $d_{50} = 0,207$  mm, a rugosidade normalizada da estaca ( $R_n = R_{máx}/d_{50}$ ) igual a 0,37. A razão  $\delta/\phi'_{cv} = 0,78$  é obtida a partir de resultados de estudo solo-interface fornecidos pela Purdue University, presentes no trabalho de Passini (2015) e indicado na Figura 4.4. O ângulo de atrito solo-estaca ( $\delta$ ) estimado e utilizado é 23,79°.

Figura 4.4 –  $R_n$  versus  $\delta/\phi'_{cv}$  (PASSINI, 2015)

#### 4.2.1 Ensaios em estacas modelo fluidizadas com sobrecarga

Para os ensaios de instalação por fluidização, os equipamentos utilizados são similares aos utilizados por Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015). Utiliza-se um reservatório de 100 litros, tubulações de PVC de 25 mm e uma mangueira flexível de 1/2". O bombeamento da água foi feito por meio de uma moto-bomba centrífuga Frankin Electric Ind. modelo BC-92S

1B conectada a um inversor de frequência da marca LS Industrial Systems Starvert modelo LS SV015IC5, um medidor digital de vazão da marca Signet 3-8550-1P e um sensor de baixa vazão Signet 3-2507.100-3V. O inversor de frequência foi controlado manualmente para manter a vazão desejada. O sensor de baixa vazão, para a faixa de 0,7 L/min a 4,2 L/min, possui precisão de  $\pm 2\%$ . Uma representação esquemática do sistema é apresentada na Figura 4.5.

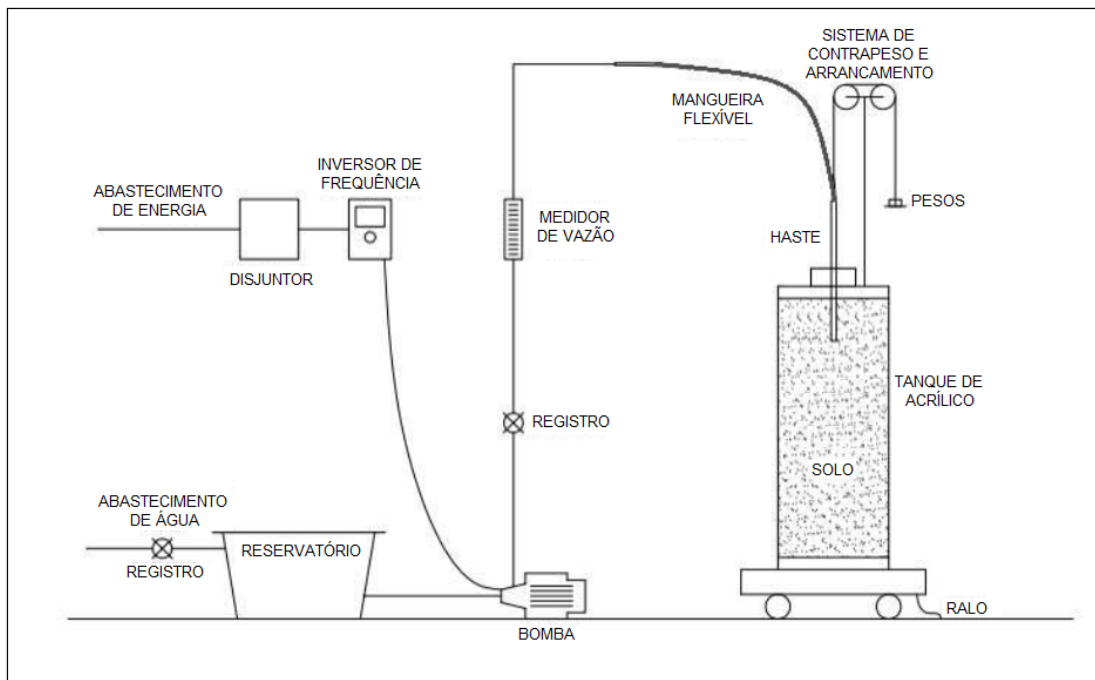


Figura 4.5 – Representação esquemática do ensaio (adaptado de PASSINI, 2015)

Nos ensaios de fluidização a saturação da areia foi feita de maneira ascendente, por meio de um sistema de canos de PVC de 20 mm. O sistema consistia em um gabarito quadrado de canos perfurados que era posicionado no fundo do tanque e um cano vertical que ligava o gabarito à parte superior do tanque. O sistema de canos possibilitou a saturação do tanque de forma ascendente, visando obter expulsão de 100% dos vazios da amostra. No fundo do tanque, acima do sistema de canos, foi posicionada uma chapa de acrílico de espessura de 5 mm e com malha de furos de 3 mm a cada 15 mm. Acima desta chapa colocava-se uma manta sintética, para que o sistema de saturação não fosse obstruído pelos grãos de areia. A Figura 4.6 mostra o detalhe esquemático do sistema de saturação no fundo do tanque.

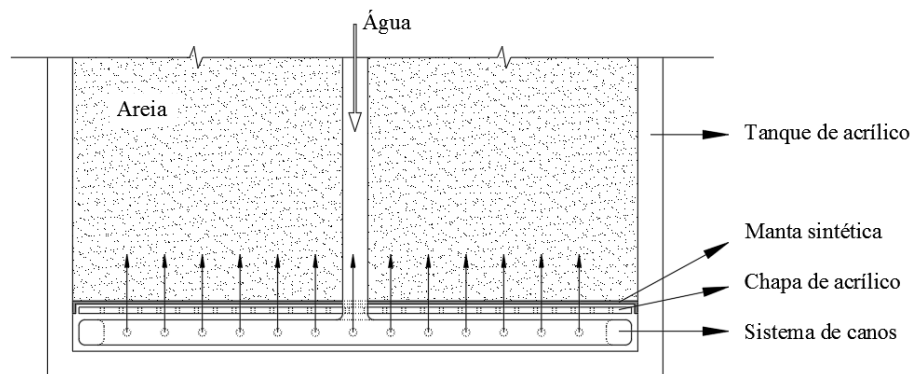


Figura 4.6 – Detalhe esquemático do sistema de saturação do fundo do tanque de acrílico

Duas placas de aço inox (Figura 4.7a) foram utilizadas como sobrepesos para aumentar o nível de tensões dos ensaios de fluidização. Suas dimensões são especificadas na Figura 4.7b. As placas possuíam 14,80 kg cada, espessura de 15 mm e seis furos para a passagem das hastes. Os furos que não estavam sendo ensaiados por fluidização eram fechados com elementos correspondentes ao peso de aço inox, de modo a garantir a uniformidade da sobrecarga. A sobrecarga foi utilizada para simular estacas sob as condições geométricas de uma âncora, como pode ser observado na Figura 4.7c.

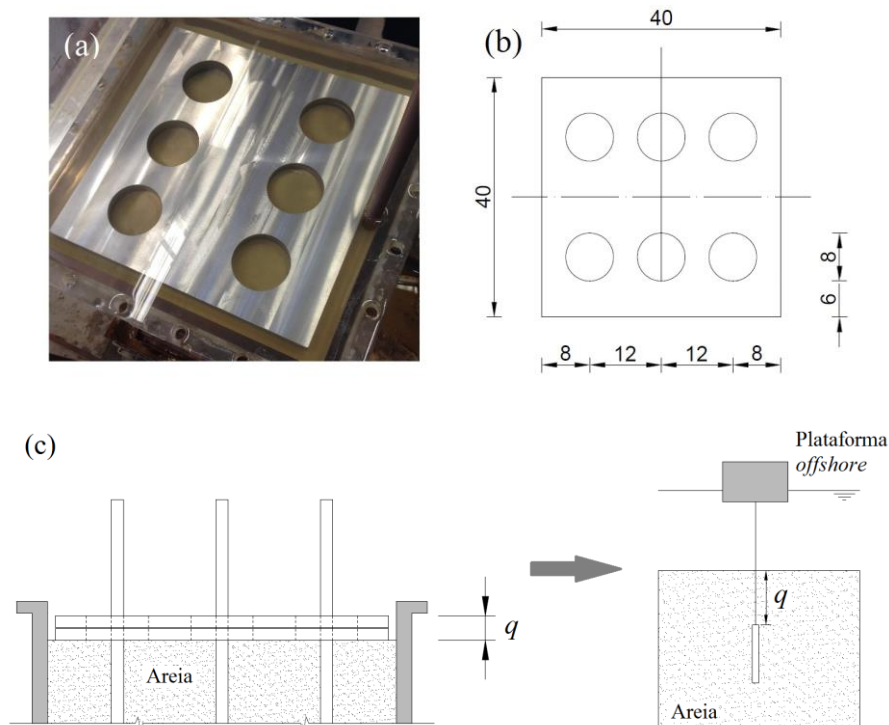


Figura 4.7 – (a) Placa de sobrepeso, (b) dimensões (cm) e (c) relação entre modelo e protótipo

Centralizadores foram utilizados para alinhar as hastes durante os ensaios e para suspender as estacas, que ficavam em espera por 24 horas para posterior realização dos ensaios de arrancamento. Prendedores de metal foram utilizados para garantir a estabilidade das hastes após o ensaio de instalação, de modo que a haste não ultrapassasse o peso determinado pela análise de similaridade. Os centralizadores e prendedores de metal são mostrados na Figura 4.8.

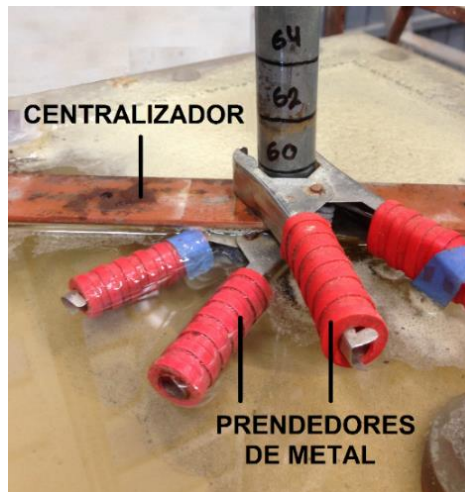


Figura 4.8 – Centralizador e prendedores de metal

Para o sistema de contrapesos e arrancamento foi utilizado um pórtico de aço, que possibilitava o posicionamento do tanque abaixo do sistema. Para atingir a altura necessária, utilizou-se um prolongador de acrílico e um prolongador com perfis de alumínio em formato retangular. O sistema era de alumínio, possuía dois pilares de 70 cm de altura, uma viga de 25 cm de comprimento no topo com duas roldanas por onde passava o fio de nylon que ligava os pesos à haste. O sistema de contrapesos e arrancamento possibilita que o sistema haste-mangueira possua a massa desejada e calculada pela análise de similaridade, assim como a adição de cargas para promover o arrancamento axial das hastes. O sistema pode ser visto na Figura 4.9.



Figura 4.9 – Estrutura utilizada para o sistema de contrapesos e ensaios de arrancamento

Para os ensaios de arrancamento axial das estacas, fluidizadas e pré-instaladas, utilizou-se a célula de carga HBM em aço inox modelo S40A-50 kgf com capacidade de 490,5 kN. O sistema de aquisição de dados foi feito pelo módulo de aquisição Novus Field Logger 512K acoplado ao software Field Chart e um conversor isolado USB-RS485i Novus. Utilizou-se o transmissor de sinal PULS Electronic PA10 para a célula de carga, um transdutor de fonte chaveada Tecnolog HDR 45-24 para alimentação do transmissor, um transdutor linear de deslocamento GEFTRAN PY-2-F-050 com cursor de 50mm e um transdutor de fonte chaveada com transmissor de sinal Tecnolog FS-120 para alimentação da régua potenciométrica. A representação esquemática do sistema pode ser observada na Figura 4.10.

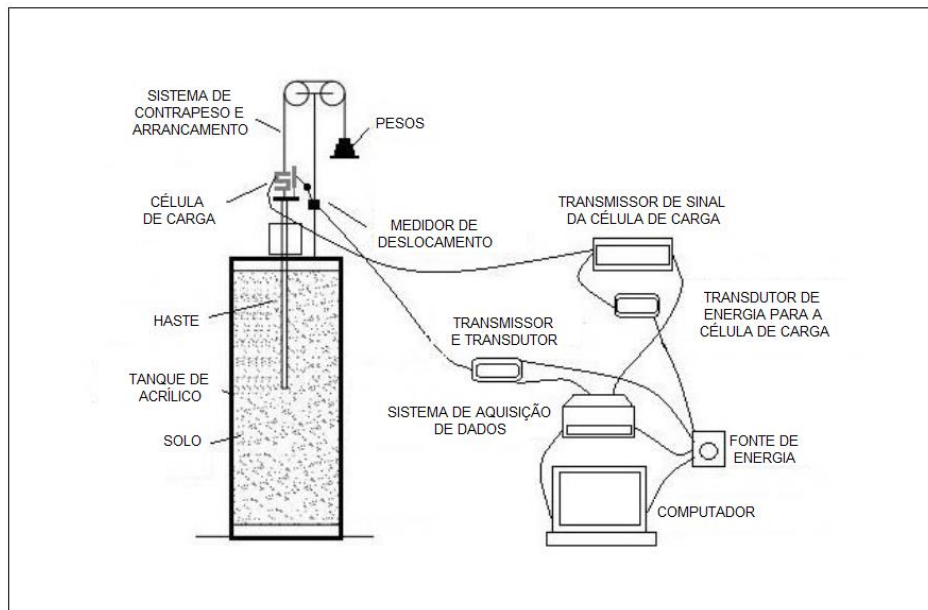


Figura 4.10 – Representação esquemática do sistema de arrancamento (adaptado de PASSINI, 2015)

#### 4.2.2 Ensaios em estacas pré-instaladas

As estacas eram posicionadas com auxílio de um pórtico de metal de 0,4 metros de altura, o qual era fixado na parte superior do tanque por meio de grampos de fixação (“sargentos”). A imobilização das estacas era facilitada pela utilização de prendedores de metal ligando as estacas ao pórtico de metal. A Figura 4.11 apresenta um esquema do sistema supracitado. Na extremidade inferior, as estacas eram apoiadas na mesma placa de acrílico utilizada para os ensaios de fluidização. O sistema de arrancamento das estacas pré-instaladas foi o mesmo das estacas instaladas por fluidização, apresentado na Figura 4.10.

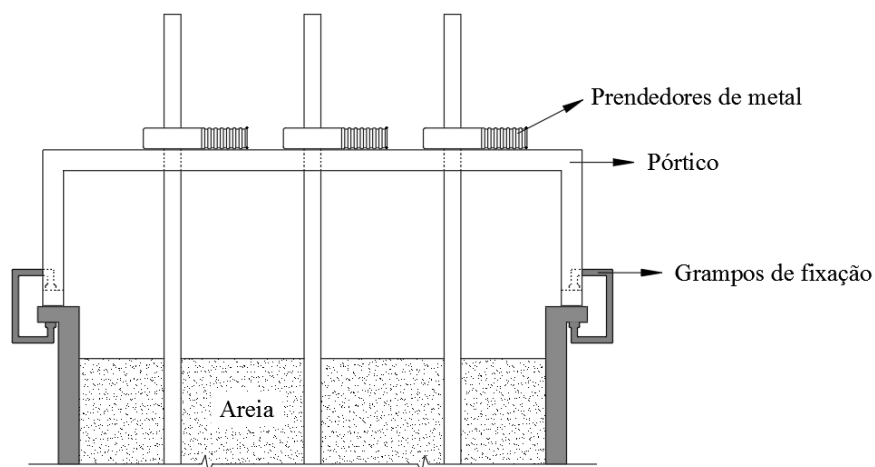


Figura 4.11 – Pórtico, grampos de fixação e prendedores de metal para estabilização de ensaios em estacas pré-instaladas

## 4.3 PREPARAÇÃO DOS TANQUES

### 4.3.1 Ensaios em estacas modelo fluidizadas com sobrecarga

Para a preparação do ensaio, primeiramente eram posicionados o gabarito de canos de PVC, a placa de acrílico e a manta sintética no fundo do tanque. A areia, seca e peneirada na malha de #16 (abertura de 1.18 mm), foi colocada manualmente em 20 camadas de 3 cm com auxílio de um frasco de 200 ml. A densidade relativa da areia dos tanques ensaiados foi de 50% e foi garantida por controle de massa das camadas. Após preenchimento do tanque com areia, a mangueira flexível era conectada ao cano vertical que direcionava o fluxo de água até o gabarito, na parte inferior do tanque, como mostra a Figura 4.12. Deste modo, a saturação foi feita de maneira ascendente, promovendo a expulsão de ar dos vazios do solo. A vazão utilizada foi de 0,7 L/min, correspondendo a um gradiente hidráulico  $i \cong 0,45$  e estando abaixo do crítico ( $i \cong 0,9$ ). Após a saturação do tanque, posicionava-se as placas de sobrepeso sobre a amostra. A lâmina de água foi de, aproximadamente, 7 cm.



Figura 4.12 – Saturação da areia no tanque

### 4.3.2 Ensaios em estacas pré-instaladas

O fundo do tanque era preenchido com areia, seguido do posicionamento da chapa de acrílico sobre a areia. O pórtico era então posicionado e fixado ao tanque por meio de grampos de fixação. Dessa maneira, as estacas eram apoiadas na chapa de acrílico na parte inferior e

imobilizadas na parte superior por prendedores de metal fixados na haste e no pórtilo, garantindo uma maior estabilidade do sistema. A configuração do ensaio foi mostrada anteriormente, na Figura 4.11. Foram ensaiadas 6 estacas por tanque, garantindo um espaçamento mínimo de cerca de 5 diâmetros entre estacas e entre estacas e a parede do tanque. A verticalidade das estacas foi garantida com a utilização de régua de nível de bolha.

Após o posicionamento e verticalização das estacas, o tanque foi preenchido de maneira similar ao tanque de ensaios de fluidização, ou seja, por camadas de 3 cm e por controle de massa, visando obter a densidade relativa da areia de 30%. Admite-se assim a instalação perfeita das estacas modelo, com minimização da perturbação do solo devido à instalação. O controle de massa da camada permite admitir a premissa de que as camadas são homogêneas e possuem densidade relativa de 30%, porém erros consequentes da execução manual são possíveis e variações de homogeneidade são admitidas na análise dos resultados desta pesquisa. Não foi efetuada saturação do tanque, podendo-se atingir níveis de tensões mais altos para os ensaios. A Figura 4.13 mostra uma das etapas do preenchimento do tanque.



Figura 4.13 – Preenchimento do tanque

Deve-se destacar que dois tanques foram moldados com as estacas suspensas, ligadas ao pórtilo, porém sem apoiar a base da estaca na placa de acrílico. O sistema foi aprimorado ao sistema descrito anteriormente devido à maior estabilidade do conjunto. Um dos tanques foi



replicado nos dois sistemas e a análise de variância (ANOVA) com nível de confiança de 95% dos resultados mostrou que o sistema adotado não influenciou nos resultados obtidos. Desta maneira, todos os outros tanques foram moldados com estacas apoiadas na placa de acrílico.

#### 4.4 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Descreve-se o modo de execução dos ensaios de instalação das estacas por fluidização e dos ensaios de arrancamento, tanto das estacas instaladas por fluidização como pré-instaladas, uma vez que o mesmo sistema de arrancamento foi utilizado para os dois ensaios. Ambos ensaios foram realizados de acordo com os procedimentos descritos por Passini (2015). Um total de 8 ensaios de instalação por fluidização e arrancamento com sobrecarga, e 17 ensaios de arrancamento de estacas pré-instaladas foram avaliados.

##### 4.4.1 Ensaio de instalação por fluidização

A análise de similaridade descrita no Capítulo 3.2.2 foi utilizada para calcular os pesos das hastes necessários para as escalas e massas desejadas. Para cada peso, determinou-se o contrapeso necessário para as hastes atingirem o valor desejado. Com o sistema de contrapesos montado e a haste conectada, a mesma foi pesada com utilização de uma balança, com a mangueira flexível conectada e cheia. Os contrapesos eram adicionados até se atingir o peso estipulado pela análise de similaridade.

Após o tanque estar devidamente preparado e saturado, posicionava-se o sistema de contrapesos, suspendia-se a haste pelo fio de nylon, conectava-se a mangueira e adicionava-se os contrapesos. O inversor de frequência era manipulado até atingir-se a vazão desejada e a haste era liberada manualmente para cravação por peso próprio por fluidização. A vazão era mantida até não haver mais avanço de penetração da haste no solo.

Foram realizados três ensaios de fluidização por dia em furos alternados da placa, como mostra Figura 4.14. Os ensaios (1) eram realizados no mesmo dia, enquanto os furos (2) estavam compensados por pesos correspondentes a sua área. Aguardava-se 24 horas para execução do ensaio de arrancamento, após instalação por fluidização. Segundo Passini (2015) este tempo era o suficiente para que todos os efeitos de *setup* encontrados em seu trabalho já tivessem cessado. Os ensaios (2) eram realizados após o arrancamento das hastes cravadas em (1).

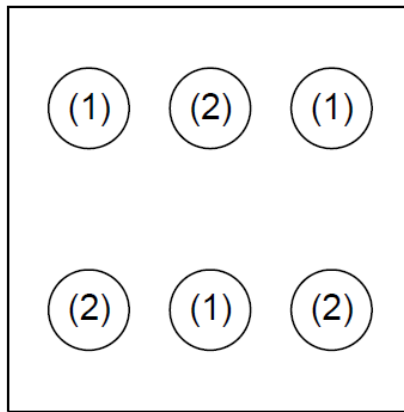


Figura 4.14 – Ordem dos ensaios de fluidização

Para a realização de três ensaios por dia, o sistema de contrapesos devia ser desconectado das hastes para utilização no ensaio seguinte. Por isso, as hastes eram presas nos centralizados por prendedores de metal. Essa medida fez com que as hastes ficassem suspensas e não fossem sobrecarregadas pelo seu peso próprio ao retirar-se os contrapesos. A distância mínima entre estacas e a parede do tanque foi de cerca de  $4,2d_e$  e entre estacas ensaiadas na mesma bateria, a distância mínima foi de  $11d_e$ . Passini (2015) afirma que para ensaios de fluidização por peso próprio, o diâmetro total da zona influenciada pela instalação é de cerca de  $2d_e$ . Garante-se que o espaçamento é suficiente para que não haja interferência entre ensaios pela replicabilidade dos resultados.

As vazões adotadas foram as mesmas adotadas por Passini (2015), sendo: 0,7 L/min, 1,0 L/min e 1,6 L/min. A tabela dos ensaios realizados é apresentada a seguir.

Tabela 4.5 – Ensaios de instalação por fluidização

Ensaio	$d_e$ (mm)	Peso da estaca (gr)	Vazão (L/min)
1	21,3	530	1
2	16,2	220	0,7
3	16,2	400	0,7
4	16,2	220	1
5	14	275	1,6
6	14	275	0,7
7	14	275	0,7
8	21,3	530	0,7

#### 4.4.2 Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento axial das hastes instaladas por fluidização eram realizados 24 horas após a fluidização. Os ensaios de arrancamento foram realizados em todas estacas instaladas por fluidização da Tabela 4.5. O sistema de arrancamento era montado incluindo-se a célula de carga, que era conectada ao sistema de aquisição de dados. O peso relativo à contribuição da célula de carga também foi incluso nos contrapesos. Após a haste estar conectada com os respectivos contrapesos, ela era liberada dos prendedores de metal.

Para os ensaios de arrancamento das estacas pré-instaladas, retirava-se o prendedor de metal que conectava o pórtico à estaca, deixando-a livre para executar o ensaio. O sistema de arrancamento era montado, igualmente ao descrito para ensaios por fluidização, excluindo-se a conexão da mangueira flexível na estaca. Destaca-se que, até que todas as estacas fossem ensaiadas, elas eram mantidas dentro do tanque de areia. O comprimento máximo da movimentação vertical das estacas durante o arrancamento foi de 5 centímetros, evitando o alívio de tensões nas estacas vizinhas. A Tabela 4.6 apresenta os dados dos ensaios realizados em estacas pré-instaladas.

Tabela 4.6 – Ensaios em estacas pré-instaladas

Ensaio	$d_e$ (mm)	L (mm)
1	14	560
2	16,2	550
3	21,3	550
4	21,3	400
5	16,2	400
6	21,3	445
7	16,2	310
8	14	310
9	21,3	310
10	21,3	310
11	14	310
12	16,2	310
13	14	570
14	21,3	570
15	14	570
16	16,2	570
17	21,3	180

Para o ensaio de arrancamento, os pesos eram adicionados manualmente e em etapas, até estabilização da leitura da célula de carga. Uma vez que a haste entrava em movimento, a estaca tendia a ser removida do solo de forma abrupta, para os dois tipos de instalação. Admite-se como carga de arrancamento ( $Q_f$ ) a carga correspondente a um deslocamento de 10% do diâmetro externo do modelo. Em todos os casos, descontava-se a contribuição do peso da estaca na resistência ao arrancamento considerada na análise dos resultados deste trabalho.

#### 4.5 EFEITO DO ALÍVIO DE SOBRECARGA

Devido a presença de furos na chapa de sobrecarga, necessários para instalação das estacas no solo, ocorre um alívio localizado das tensões atuantes no solo junto à extremidade superior da estaca. Quanto mais próximo do furo da placa o solo estiver, menor será a contribuição da sobrecarga nas tensões atuantes. De maneira análoga, quanto maior a profundidade, o acréscimo de tensões devido a sobrecarga é mais uniforme e próximo do valor aplicado pelo peso da placa.

Idealmente, em um caso que a sobrecarga atua de maneira uniforme em toda superfície do solo, o acréscimo na tensão vertical efetiva atuante ao longo da estaca seria o próprio valor da tensão gerada pela sobrecarga. No caso estudado, o acréscimo de tensão devido à sobrecarga é reduzido devido a presença do furo na placa. A Figura 4.15 mostra esquematicamente as contribuições de tensões ao longo da estaca devido à sobrecarga e ao peso do solo.

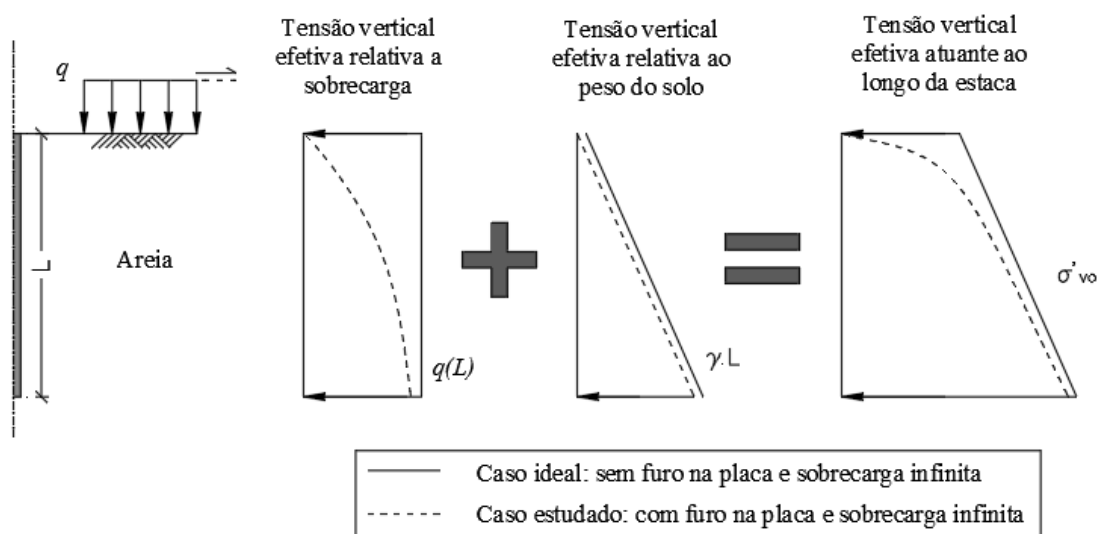


Figura 4.15 – Caso ideal e caso estudado da tensão vertical efetiva atuante nas estacas modelo fluidizadas com sobrecarga

Segundo a teoria do empuxo de terra, apresentada no Capítulo 3.1.1.1, o valor de tensão vertical efetiva média (correspondente à metade da estaca,  $L/2$ ) é utilizado para calcular  $K_g$ . Ao adicionar uma sobrecarga uniforme na superfície, adiciona-se a contribuição da sobrecarga a este valor de tensão vertical efetiva. Em função do furo na placa, para as análises deste trabalho, calcula-se uma sobrecarga uniforme equivalente, que leve em conta a distribuição não-uniforme das tensões (devido ao furo na placa). A Figura 4.16 mostra esquematicamente o processo.

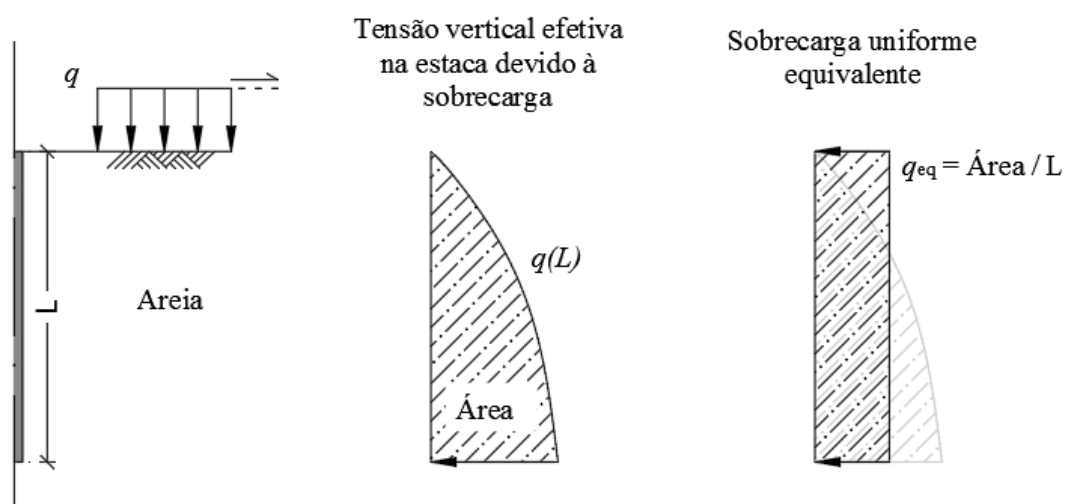


Figura 4.16 – Sobrecarga uniforme equivalente utilizada para análises de estacas modelo

A estimativa da sobrecarga equivalente devido ao furo na placa é calculada por três métodos:

- a. Comportamento elástico, pela solução proposta por Poulos & Davis (1974) para carregamento uniforme vertical em área circular:

$$\Delta\sigma_v = q_b \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + b/z} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (28)$$

sendo:

$\Delta\sigma_v$  = variação da tensão vertical;

$q_b$  = sobrecarga por área do carregamento circular;

$b$  = raio do carregamento circular;

$z$  = profundidade.

- b. Comportamento elástico, por meio do método dos elementos finitos no *software* Plaxis;
- c. Comportamento elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, por meio do método dos elementos finitos no *software* Plaxis.

Para o modelo elástico de Poulos & Davis (1974) desconta-se a contribuição do carregamento uniforme vertical em área circular de uma sobrecarga uniforme infinita. A Figura 4.17 apresenta esquematicamente o método utilizado.

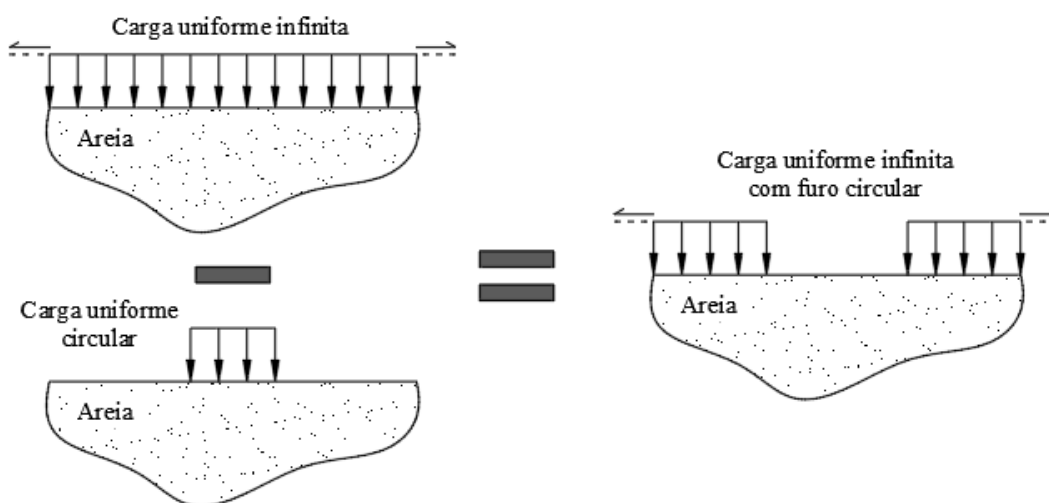


Figura 4.17 – Estimativa do alívio de tensões devido ao furo na sobrecarga pela formulação de Poulos & Davis (1974)

Para todos os casos considera-se que a placa é rígida e que a sobrecarga é distribuída uniformemente ao longo da sua superfície de contato com o solo. Admite-se que somente o furo contribui no alívio de tensões, sendo a influência dos furos adjacentes desprezados. Deste modo, os modelos aqui estudados consideram uma área circular livre (sem sobrecarga) circundada por uma sobrecarga infinita e uniforme. Os resultados são apresentados no Capítulo 5.2.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados desta pesquisa acompanhados da análise de comportamento encontrado nos ensaios. É importante ressaltar que todos os dados referentes a atrito lateral e resistência ao arrancamento das estacas ( $Q_f$ ) correspondem unicamente a parcela de atrito gerado entre o solo e a estaca, ou seja, a parcela de peso próprio da estaca não faz parte do valor de  $Q_f$ .

A análise inicia pela exposição dos grupos adimensionais encontrados para o estudo dos fenômenos envolvidos e pela avaliação da distribuição da sobrecarga devido ao furo na placa. Em seguida, analisa-se separadamente o comportamento dos ensaios efetuados neste trabalho: a resistência ao arrancamento de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga (i) e a resistência ao arrancamento de estacas modelo pré-instaladas (ii). Por fim, compara-se os resultados encontrados nesta pesquisa com pesquisas anteriores.

### 5.1 CONJUNTO DE TERMOS $\Pi$

Os princípios de análise dimensional, apresentados no Capítulo 4.2, permitem a criação de grupos adimensionais (termos  $\Pi$ ) para a análise dos fenômenos estudados por meio do Teorema da Buckingham (Motta, 1972). Seis grandezas foram adotadas para estudar o comportamento de resistência ao arrancamento nas estacas:  $L_{tot}$  ( $l$ ), o comprimento instalado da estaca;  $d_e$  ( $l$ ), o diâmetro externo da estaca;  $Q_f$  ( $F$ ), a resistência lateral no arrancamento;  $\gamma$  ( $Fl^{-3}$ ), o peso específico do solo, sendo  $\gamma_{sub}$  para solos saturados e  $\gamma_d$  para solos secos;  $\sigma'_{vm}$  ( $Fl^{-2}$ ), a tensão vertical efetiva na metade do comprimento da estaca; e  $d_{50}$  ( $l$ ), o diâmetro médio das partículas na qual 50% são passantes. A partir das grandezas citadas, observa-se que as dimensões básicas são a força ( $F$ ) e o comprimento ( $l$ ). Adota-se como grandezas repetitivas  $d_e$  e  $\gamma$ , e como variáveis dependentes  $L_{tot}$ ,  $Q_f$ ,  $\sigma'_{vm}$  e  $d_{50}$ . A partir disso, cria-se um grupo de quatro termos adimensionais  $\Pi$ :

$$\Pi_1 = \frac{L_{tot}}{d_e} \quad (29)$$

$$\Pi_2 = \frac{Q_f}{\gamma d_e^3} \quad (30)$$

$$\Pi_3 = \frac{\sigma'_{vmed}}{\gamma d_e} \quad (31)$$

$$\Pi_4 = \frac{d_e}{d_{50}} \quad (32)$$

O termo  $\Pi_1$  é chamado de coeficiente de profundidade instalada do modelo,  $\Pi_2$  de coeficiente de capacidade de carga do modelo,  $\Pi_3$  de coeficiente de tensão vertical efetiva média do modelo e  $\Pi_4$  de coeficiente de efeito de escala. Cria-se um quinto termo  $\Pi_5$  pela manipulação dos termos  $\Pi_1$ ,  $\Pi_2$  e  $\Pi_3$ . Divide-se a operação pelo número Pi ( $\pi$ ) e pela  $\tan \delta$ , constante neste estudo devido à utilização de somente um tipo de material de estaca e um tipo de areia, de modo que o adimensional coincida com o valor do coeficiente de empuxo lateral de serviço ( $K_s$ ) da teoria do empuxo de terra, apresentada no Capítulo 3.1.1:

$$\Pi_5 = \frac{\Pi_1^{-1} \Pi_2 \Pi_3^{-1}}{\pi \tan \delta} \quad (33)$$

$$\Pi_5 = K_s = \frac{Q_f}{\pi \cdot d_e \cdot L_{tot} \cdot \sigma'_{vmed} \cdot \tan \delta} \quad (34)$$

Os termos  $\Pi$  serão utilizados para estudar o fenômeno de arrancamento das estacas modelo analisadas neste trabalho. O termo  $\Pi_1$  será utilizado no eixo das ordenadas, possibilitando a comparação de ensaios com a mesma profundidade normalizada instalada. Os termos  $\Pi_2$  e  $\Pi_5$  serão apresentados no eixo das abcissas, indicando a magnitude da capacidade de carga normalizada e do coeficiente de empuxo lateral de serviço com o aumento da profundidade normalizada. O coeficiente de efeito de escala  $\Pi_4$  será comparado com o coeficiente de empuxo lateral de serviço  $\Pi_5$  com objetivo de verificar a presença de efeito de escala nos ensaios realizados.

## 5.2 ESTIMATIVA DA DISTRIBUIÇÃO DE SOBRECARGA

A estimativa da distribuição de sobrecarga foi feita por três métodos, como explicado no Capítulo 4.5: modelo elástico utilizando as formulações de Poulos & Davis (1974); modelo



elástico usando o Método de Elementos Finitos (software Plaxis); e modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, usando o Método de Elementos Finitos (software Plaxis). Os modelos elástico e elasto-plástico definidos no software Plaxis (Figura 5.1a) possuem os seguintes atributos:

- i. Geometria axissimétrica;
- ii. Cavidade fluidizada de  $2d_e$ ;
- iii. Cavidade fluidizada com areia em  $Dr = 30\%$  e restante do solo com areia em  $Dr = 50\%$ ;
- iv. Largura e profundidade de 1 (um) metro, sendo a profundidade máxima de instalação das estacas fluidizadas de cerca de 52 centímetros;
- v. Furo na sobrecarga de 4 centímetros e sobrecarga uniforme de 2,236 kPa simulando a ação da placa metálica;
- vi. Características da areia especificadas na Tabela 4.2;
- vii. Modelo fixado horizontalmente nas laterais, e fixado vertical e horizontalmente na base;
- viii. Malha com 9733 elementos (Figura 5.1b).

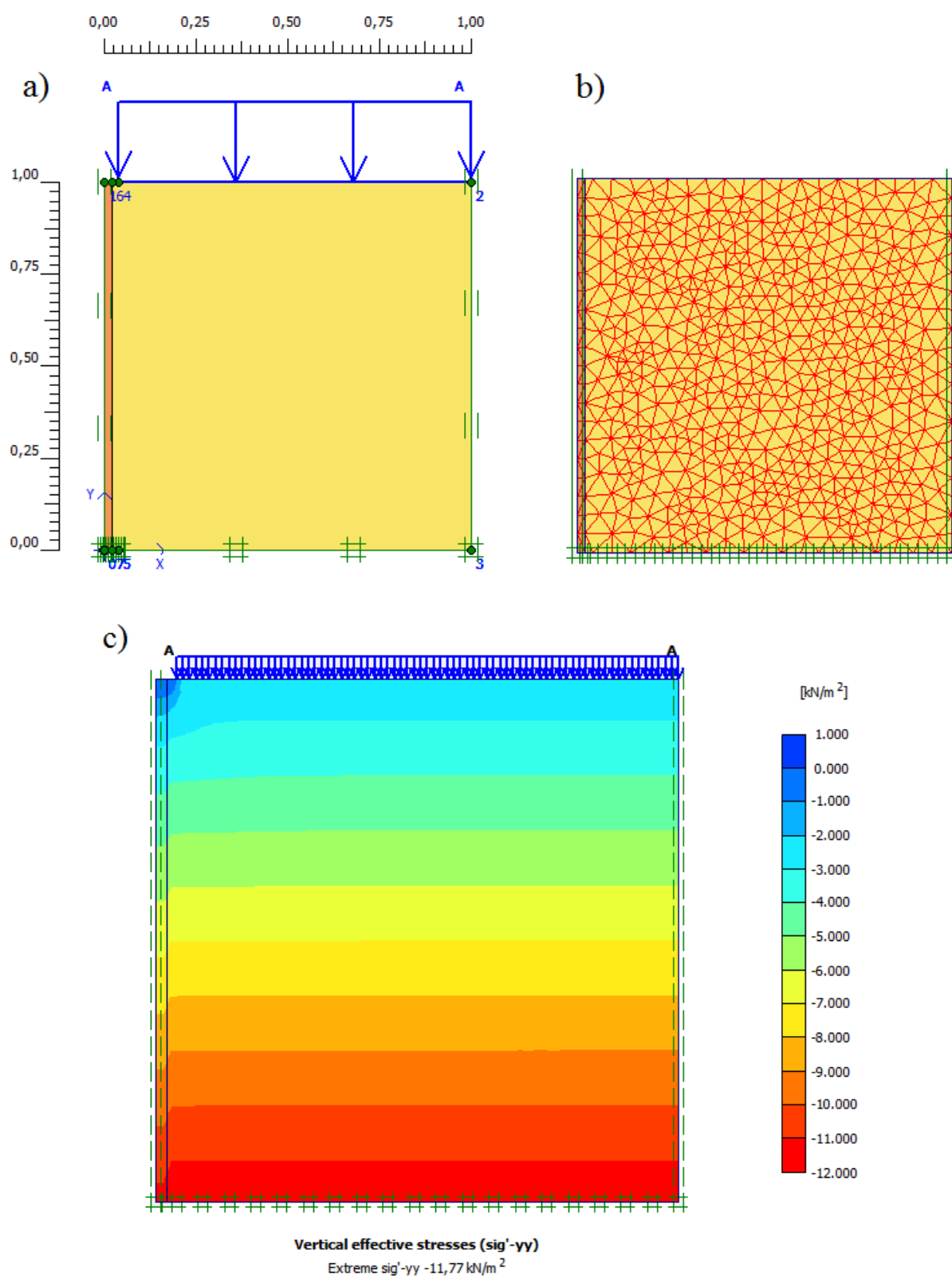


Figura 5.1 – (a) Configuração utilizada para estimativa do alívio de tensões em estacas (medida em metros), (b) elementos de malha (c) distribuição da tensão vertical efetiva no modelo elasto-plástico

O resultado de distribuição de tensão vertical efetiva na massa de solo para o modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb é apresentado na Figura 5.1c. A contribuição da sobrecarga na distribuição de tensão vertical efetiva do solo ao longo da profundidade (1m) é apresentada na Figura 5.2, para os três casos estudados. Observa-se que os valores calculados pela formulação de Poulos & Davis (1974) equivalem a valores no centro do furo. Para o Método de Elementos Finitos analisa-se a distribuição de tensões para a estaca de 16,2mm, ou seja, em um raio de 8,1mm. Os outros dois diâmetros de estacas utilizados neste trabalho, de 14mm e 21,3mm, apresentaram resultados similares, variando de 0,1% a 0,2%. A diferença na distribuição de tensões entre os modelos utilizados é muito pequena, o que indica a predominância de deformações elásticas no modelo. Há alívio de tensões nos primeiros 20 centímetros de profundidade para todos os modelos, tendendo ao valor da sobrecarga uniforme da placa de 2,236 kPa com a profundidade.

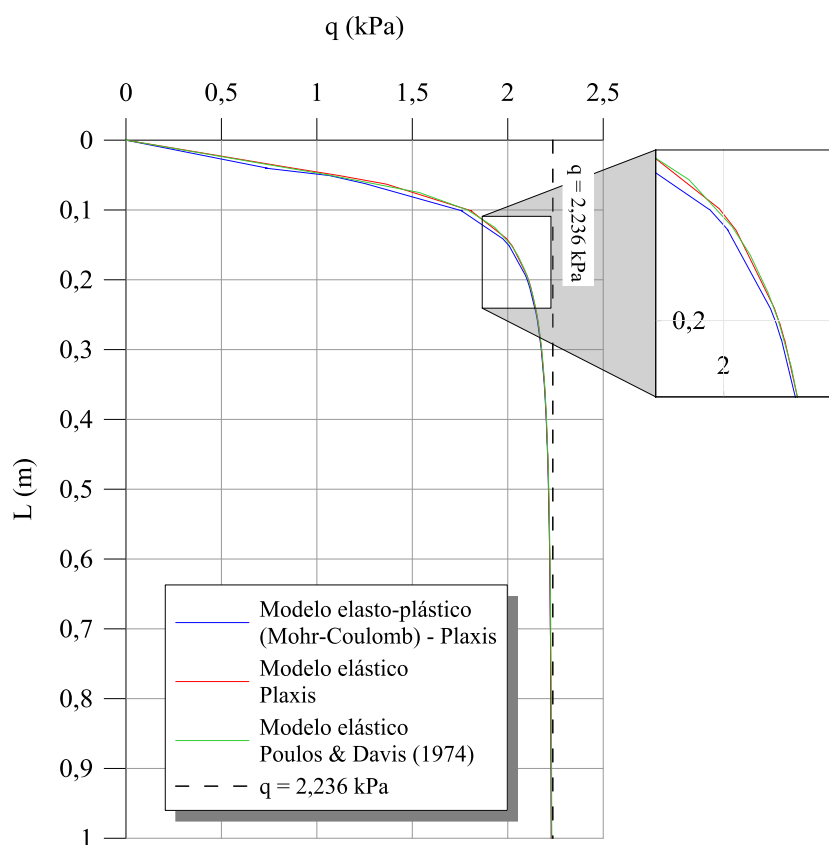


Figura 5.2 – Evolução da sobrecarga atuante na tensão vertical efetiva do solo com a profundidade

A Tabela 5.1 mostra a sobrecarga equivalente uniforme e a porcentagem do alívio de sobrecarga em cada estaca modelo instalada por fluidização realizada neste trabalho. Os valores comparam a sobrecarga média equivalente com o valor da sobrecarga exercida pela placa (2,236kPa) para todos os modelos estudados.

Tabela 5.1 – Sobrecarga equivalente resultante e alívio de sobrecarga para os modelos estudados

Ensaio	$d_e$ (mm)	L (mm)	Modelo					
			Elástico Poulos & Davis		Elástico Plaxis		Elasto-plástico (Mohr-Coulomb) Plaxis	
			$q_{eq}$ (kPa)	Alívio	$q_{eq}$ (kPa)	Alívio	$q_{eq}$ (kPa)	Alívio
1	21,3	519,96	1,92	14,3%	1,92	14,1%	1,90	14,9%
2	16,2	289,96	1,69	24,4%	1,70	24,1%	1,67	25,5%
3	16,2	432,27	1,86	17,0%	1,86	16,7%	1,84	17,7%
4	16,2	392,27	1,82	18,6%	1,83	18,3%	1,80	19,4%
5	14	432,27	1,86	17,0%	1,86	16,7%	1,84	17,7%
6	14	359,10	1,79	20,2%	1,79	19,8%	1,77	21,0%
7	14	329,10	1,75	21,8%	1,76	21,5%	1,73	22,8%
8	21,3	309,10	1,72	23,1%	1,73	22,7%	1,70	24,1%
		Média:	1,80	19,5%	1,81	19,2%	1,78	20,4%

Pode-se observar que a perda de carga média para todos os modelos é em torno de 20%, ou seja, a sobrecarga uniforme média atuante reduz de 2,236 kPa para 1,8 kPa, aproximadamente. Destaca-se que a contribuição da sobrecarga varia entre 1,8 e 2,2 vezes o valor da tensão vertical efetiva no comprimento médio da estaca ( $L/2$ ), ou seja, em média, a tensão nesse ponto é dobrada pela atuação do carregamento. Para o cálculo do coeficiente de empuxo lateral de serviço  $K_s$ , adotam-se os valores de sobrecarga encontrados pelo modelo elasto-plástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb realizado no Plaxis.

### 5.3 RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS MODELO FLUIDIZADAS COM SOBRECARGA

Os resultados da resistência ao arrancamento das estacas modelo instaladas por fluidização com sobrecarga *versus* profundidade total instalada estão apresentados na Figura 5.3a. Os resultados são também apresentados em função da área lateral da estaca, na Figura 5.3b. Observa-se que,

de modo geral, a resistência aumenta com o aumento da profundidade instalada e da área do fuste da estaca. O aumento da superfície de contato entre o solo e a estaca aumenta a contribuição do atrito lateral, aumentando a resistência final observada.

Destaca-se que a sobrecarga aplicada foi de 2,236 kPa, porém, considerando o alívio de sobrecarga descrito no Capítulo 5.2, a sobrecarga média atuante nas estacas considerada é de 1,78 kPa, variando entre 1,67 kPa e 1,90 kPa. Os valores de sobrecarga utilizados para calcular a tensão vertical efetiva nas estacas já estão corrigidos pelo alívio causado pelo furo na placa.

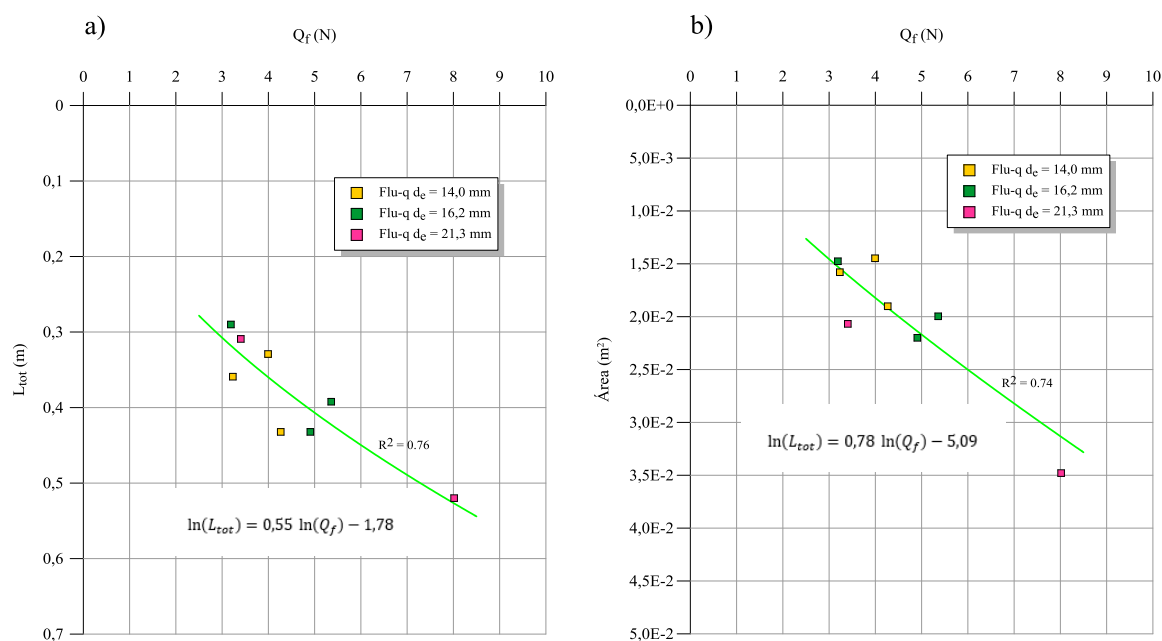


Figura 5.3 – Resistência ao arrancamento de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga *versus* (a) profundidade instalada e (b) área lateral da estaca

Ao normalizar os resultados verifica-se que o coeficiente de capacidade de carga  $\Pi_1$  aumenta com o aumento do coeficiente de profundidade instalada  $\Pi_2$  (Figura 5.4). Os valores variaram entre 38,3 e 169,0 para o coeficiente de capacidade de carga, e 14,5 e 30,9 para o coeficiente de profundidade instalada. Deve-se ressaltar que, conforme já concluído anteriormente por Passini (2015), os resultados dos ensaios de arrancamento em solo fluidizado são independentes da vazão, da velocidade do jato e densidade relativa inicial da areia, embora esses parâmetros sejam importantes para a penetração final da estaca modelo. Os resultados de arrancamento são função do comprimento de estaca instalado e do diâmetro das estacas modelo.

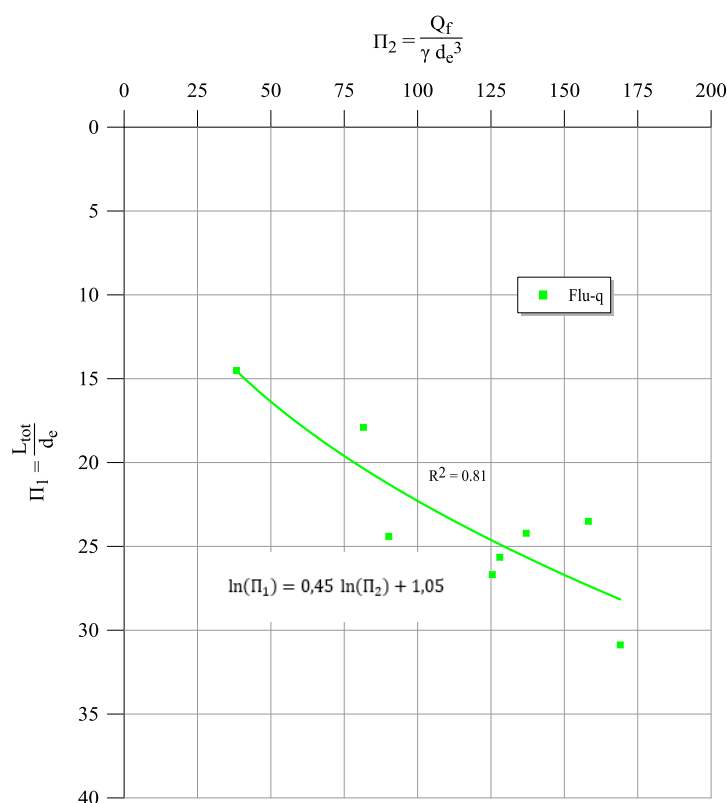


Figura 5.4 – Coeficiente de capacidade de carga *versus* coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga

O coeficiente de empuxo lateral de serviço da estaca parece não variar significativamente com o coeficiente de profundidade instalada ou apresentar tendência clara de comportamento, oscilando em torno de um valor constante (Figura 5.5). Esse comportamento parece indicar que a areia atinge um estado fofo após instalação fluidização, com densidade relativa próxima de 30%. No estado fofo a areia não apresenta comportamento dilatante, fazendo com que o aumento da profundidade instalada – e da tensão confinante – não altere significativamente os valores do coeficiente de empuxo lateral de serviço. A dispersão nos resultados é parcialmente justificada pela instabilidade gerada no processo de fluidização e por imprecisões experimentais. A fluidização causa grande perturbação do solo no entorno da estaca, o qual se deposita de maneira desordenada na cavidade fluidizada. A filmagem do processo de instalação por fluidização de estacas junto à parede da câmara, realizada por Passini (2015), indica que ao finalizar a fluidização o solo colapsa em direção à estaca, porém pela instantaneidade do evento e eventuais efeitos de arqueamento, o contato entre solo e estaca não é homogêneo ao redor da estaca. Devido às discontinuidades criadas no contato entre o solo e a estaca, os resultados de ensaios de fluidização tipicamente apresentam maior dispersão que os ensaios em estacas não

fluidizadas. A média do valor do coeficiente de empuxo lateral de serviço é de  $0,15 \pm 0,04$  para um intervalo de confiança de 90%. Não foi detectada a influência do diâmetro nos resultados do coeficiente de empuxo lateral de serviço. O efeito de escala será analisado detalhadamente no Capítulo 5.5.4, em análise conjunta com resultados obtidos em outros estudos relatados na literatura.

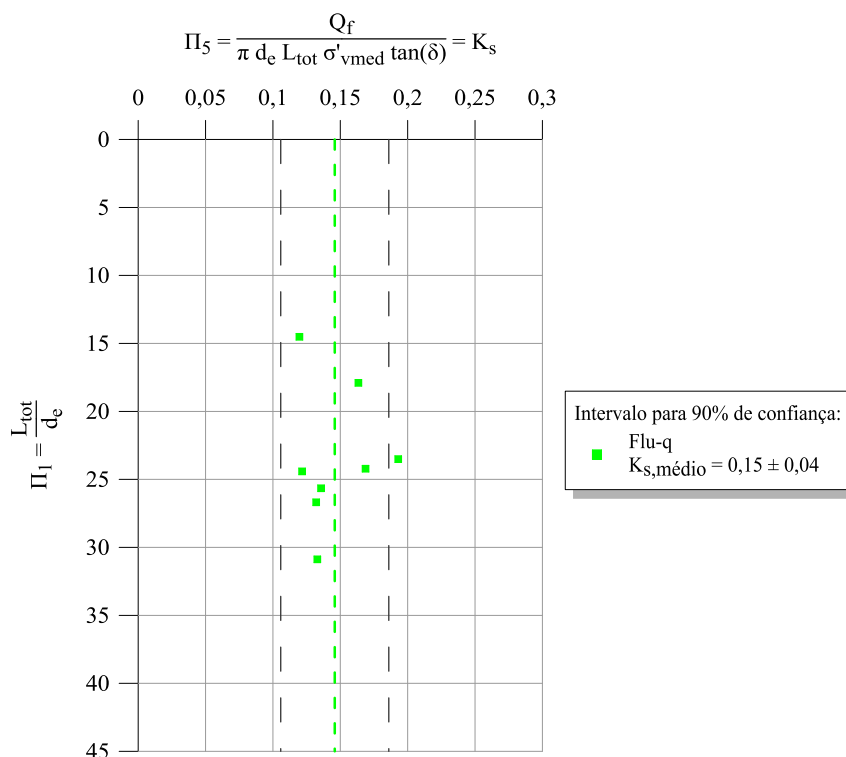


Figura 5.5 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço *versus* coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo fluidizadas com sobrecarga

#### 5.4 RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE ESTACAS MODELO PRÉ-INSTALADAS

A resistência das estacas modelo pré-instaladas pela profundidade de instalação é apresentada na Figura 5.6. Observa-se que há aumento da resistência da estaca com o aumento da profundidade instalada e com o aumento do diâmetro da estaca. O coeficiente de capacidade de carga aumenta com o aumento do coeficiente de profundidade instalada, conforme observado na Figura 5.7. Tais coeficientes variaram, respectivamente, entre 16,1 e 356,5 e entre 8,5 e 40,7. Os coeficientes de determinação encontrados foram de 0,98 e 0,99.

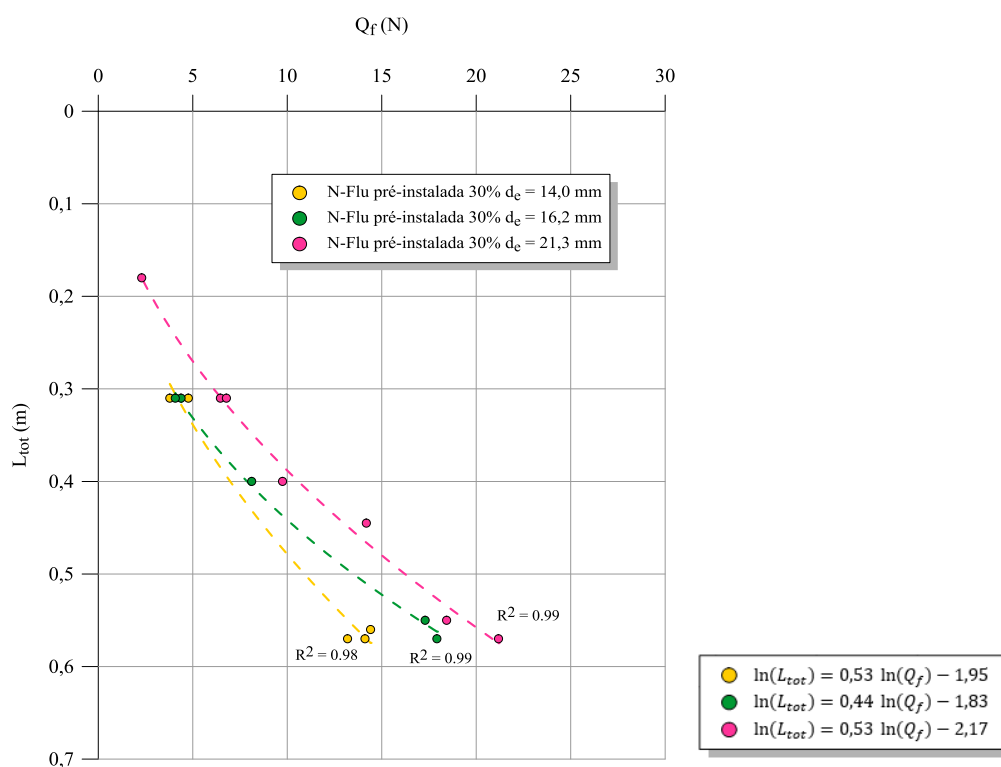


Figura 5.6 – Resistência ao arrancamento de estacas modelo pré-instaladas

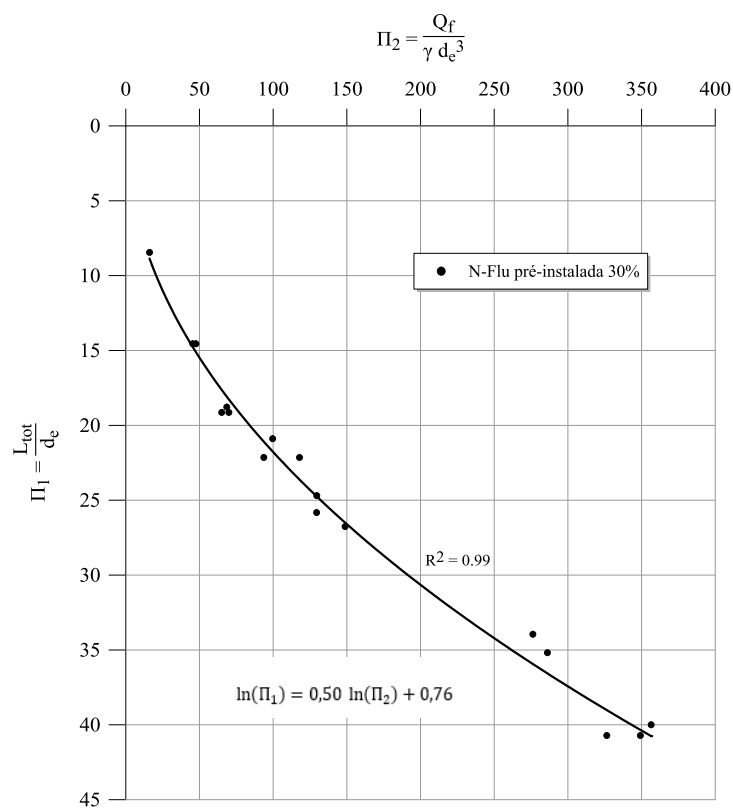


Figura 5.7 – Coeficiente de capacidade de carga versus coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo pré-instaladas



A Figura 5.8 mostra a variação do coeficiente de empuxo lateral de serviço com o coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo pré-instaladas. Para o intervalo estudado, não foi observada tendência crescente ou decrescente dos resultados de coeficiente de empuxo lateral de serviço, que foi considerado constante com valor médio de  $0,31 \pm 0,04$ , para um intervalo de confiança de 90%. De maneira similar ao exposto anteriormente para ensaios em estacas modelo fluidizadas com sobrecarga, isso se deve ao comportamento da areia que, após fluidização, apresenta baixas densidades relativas, neste caso de  $\approx 30\%$ .

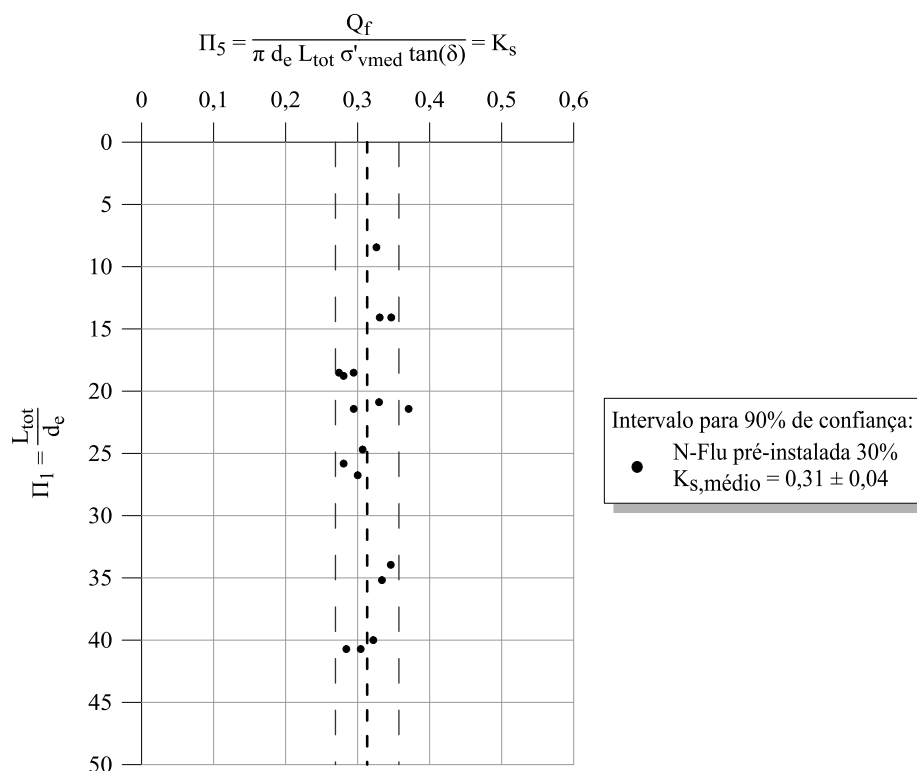


Figura 5.8 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço *versus* coeficiente de profundidade instalada de estacas modelo pré-instaladas

## 5.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM PESQUISAS ANTERIORES

Este capítulo analisará, na sua maior parte, os resultados obtidos nesta pesquisa em conjunto com o trabalho de Passini (2015), que realizou testes com os mesmos equipamentos, métodos e materiais. Ao final, para a avaliação do coeficiente de efeito de escala, comparam-se os resultados também com o trabalho de Stracke (2012), que trabalhou igualmente com o mesmo material, porém utilizando diâmetros de estacas menores. O ângulo de atrito solo-estaca ( $\delta$ ) utilizado para interpretar os ensaios é  $23,79^\circ$ , como indicado no Capítulo 4.2.

Para a análise dos coeficientes de capacidade de carga  $\Pi_2$  e coeficiente de empuxo lateral em serviço  $\Pi_5$  ( $K_s$ ) comparam-se seis tipos de ensaios:

- Ensaios de instalação por fluidização com sobrecarga com arrancamento realizado 24 horas após instalação (“Flu-q 24h”);
- Ensaios de arrancamento para estacas pré-instaladas em areia com densidade relativa de 30% (“N-Flu pré-instalada 30%”);
- Ensaios de instalação por fluidização com arrancamento realizado imediatamente ou 4 horas após instalação de Passini (2015) (“Flu 0h & 4h (Passini, 2015)”);
- Ensaios de instalação por fluidização com arrancamento realizado 24 horas ou 48 horas após instalação de Passini (2015) (“Flu 24h & 48h (Passini, 2015)”);
- Ensaios de instalação por cravação em areia com densidade relativa de 50% de Passini (2015) (“N-Flu cravada 50% (Passini, 2015)”);
- Ensaios de instalação por cravação em areia com densidade relativa de 90% de Passini (2015) (“N-Flu cravada 90% (Passini, 2015)”).

Para a análise do coeficiente de efeito de escala  $\Pi_4$  serão analisados todos ensaios de instalação por fluidização e ensaios de estacas pré-instaladas. Os resultados são selecionados por diâmetros, sendo incluídos os ensaios de instalação por fluidização com arrancamento realizado 24 horas após instalação de Stracke (2012) (“Flu 24h (Stracke, 2012)”).

Para que a análise dos dados fique mais clara, durante este capítulo os ensaios serão citados por sua denominação nos gráficos. Os tipos de ensaios analisados foram citados no parágrafo precedente, com sua denominação nos gráficos especificadas entre parênteses.

### 5.5.1 Teoria de empuxo de terra para ensaios fluidizados

Este capítulo é destinado a mostrar a adequação da teoria de empuxo de terra aos resultados de ensaios fluidizados com e sem sobrecarga de Passini (2015) arrancados 24 e 48 horas após instalação, assim como mostrar o ganho de resistência com a utilização da sobrecarga. As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam os resultados de arrancamento de ensaios Flu 24h & 48h (Passini, 2015) e de ensaios Flu-q plotados, respectivamente, pelo comprimento total instalado e pela tensão vertical efetiva no comprimento médio da estaca ( $L/2$ ). Nos gráficos, plota-se também a curva da teoria de empuxo de terra para cada grupo de ensaios, utilizando o diâmetro médio das estacas utilizada como referência ( $d_e = 16,2$  mm), a sobrecarga média atuante nas estacas pelo

modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb ( $q = 1,78 \text{ kPa}$ ), apresentada na Tabela 5.1, e o coeficiente médio de empuxo lateral de serviço estimado no Capítulo 5.5.3.

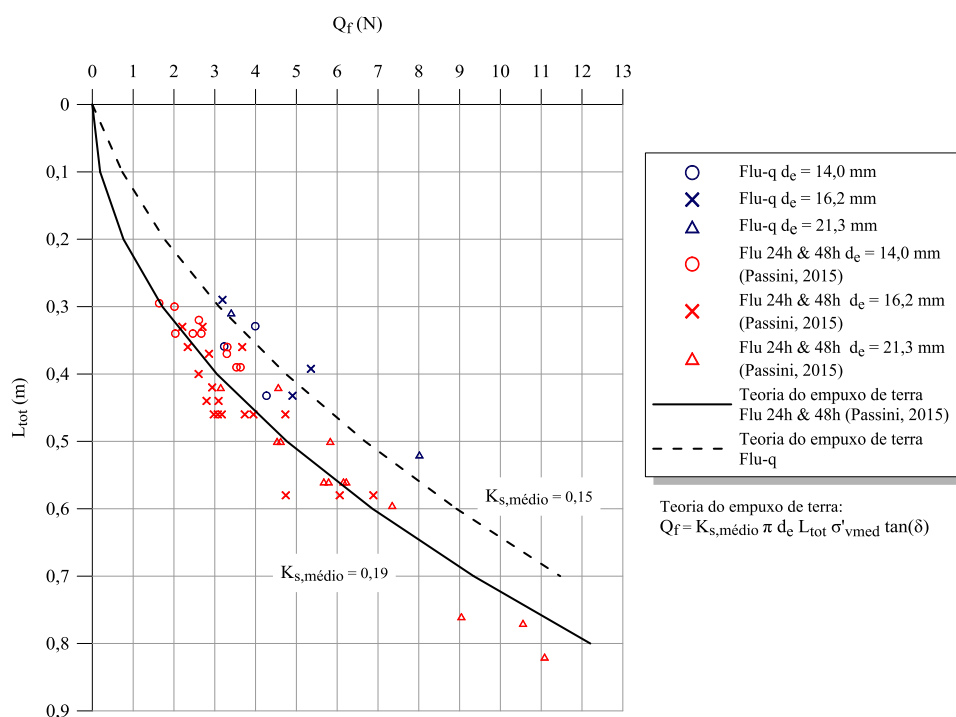


Figura 5.9 – Resistência ao arrancamento *versus* Profundidade total instalada

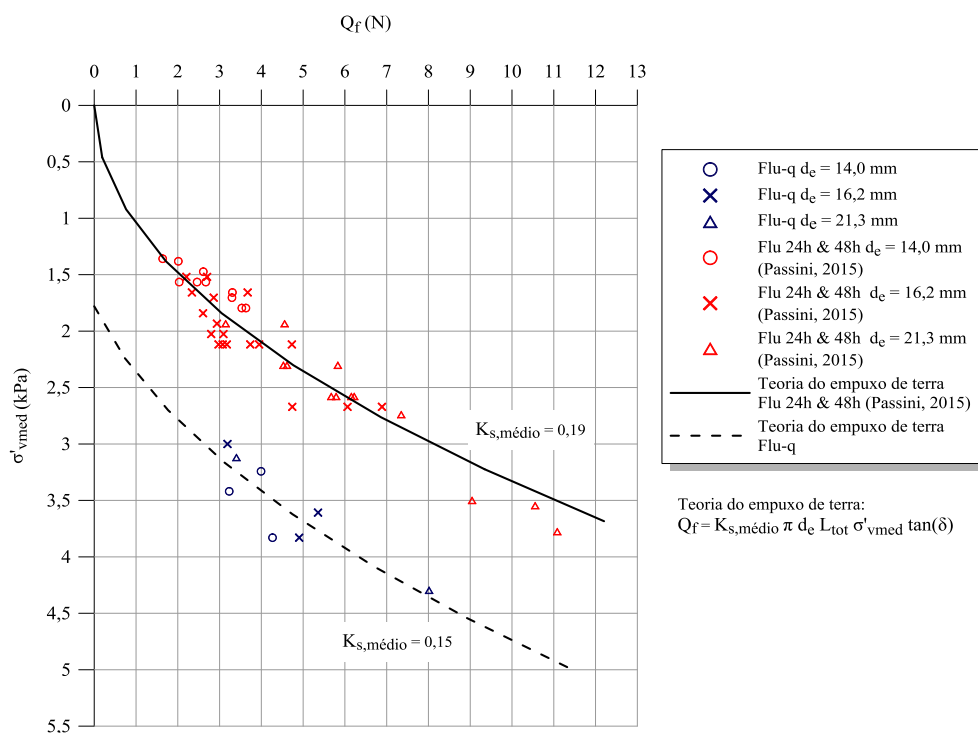


Figura 5.10 – Resistência ao arrancamento *versus* Tensão vertical efetiva média na metade do comprimento da estaca

Para ambos os casos, pode-se observar que as curvas teóricas de empuxo de terra servem para determinar o valor de  $K_s$  que melhor ajusta os resultados, sendo adequada para o estudo de arrancamento dos ensaios de fluidização. A curva passa entre os pontos e não é possível observar uma tendência de comportamento específica para cada diâmetro de estaca. Pode-se notar claramente o ganho de resistência devido à utilização de sobrecarga.

### 5.5.2 Análise do coeficiente de capacidade de carga $\Pi_2$

O Figura 5.11 apresenta os resultados do coeficiente de capacidade de carga para os ensaios realizados neste trabalho e no trabalho de Passini (2015). De modo geral, observa-se que o coeficiente de capacidade de carga aumenta com o coeficiente de profundidade instalada do modelo, para todos os ensaios. O processo de fluidização no solo gera uma nuvem de dados mais dispersa que a observada nos ensaios não fluidizados, como pode ser observado pelo coeficiente de determinação reduzido para ensaios fluidizados. A deposição do solo no entorno da estaca após o processo de fluidização ocorre de maneira aleatória, podendo gerar discontinuidades no contato solo estaca e maior dispersão dos dados.

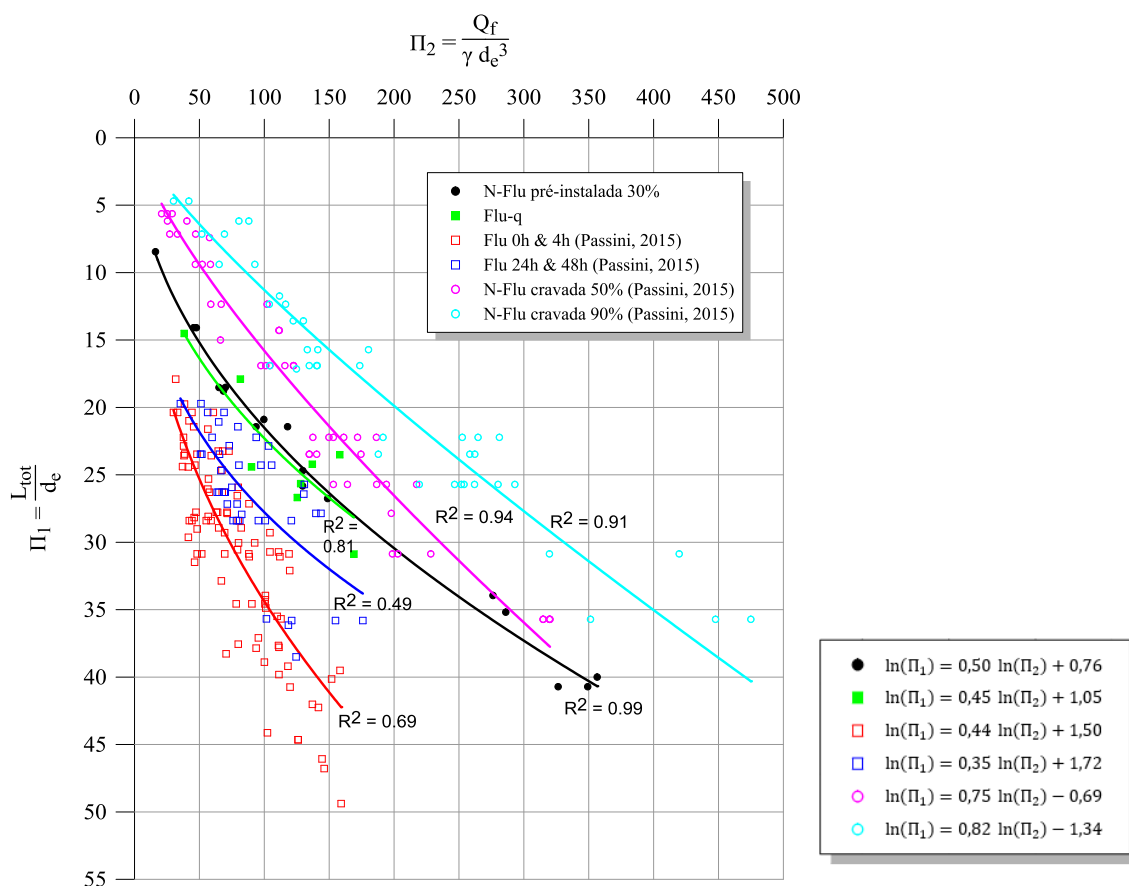


Figura 5.11 – Coeficiente de capacidade de carga  $\Pi_2$  versus coeficiente de profundidade instalada do modelo  $\Pi_1$

O ensaio Flu 0h & 4h (Passini, 2015) apresenta a menor coeficiente de capacidade de carga para o coeficiente de profundidade instalada do modelo. Observa-se um ganho de resistência para ensaios Flu 24h & 48h (Passini, 2015), ou seja, um ganho de resistência com o tempo, ao qual é atribuído o efeito de *setup*.

Comparando-se os ensaios Flu-q 24h com os ensaios Flu 24h & 48h (Passini, 2015), observa-se o efeito da sobrecarga sobre ensaios fluidizados arrancados 24 horas após instalação. Destaca-se que Passini (2015) conclui que os ensaios de arrancamento realizados 24 horas e 48 horas após instalação apresentaram resultados similares entre si. Para a sobrecarga, que aumentou 1,8 a 2,2 vezes a tensão vertical efetiva no ponto médio das estacas, observa-se um aumento médio de 1,6 a 2,0 vezes no coeficiente de capacidade de carga, respectivamente.

A curva dos ensaios N-Flu pré-instalada em amostras com densidade relativa de 30% aparecem entre os ensaios fluidizados e não fluidizados. Observa-se que, apesar da cavidade fluidizada dos ensaios Flu 0h & 4h (Passini, 2015) e Flu 24h & 48h (Passini, 2015) atingirem uma densidade relativa próxima de 30%, o coeficiente de capacidade de carga dos ensaios é menor do que dos ensaios N-Flu pré-instalada a 30%, considerados em uma condição ideal, sem alteração do estado de tensões do solo no entorno da estaca devido à instalação. Isso comprova que a instalação por fluidização causa perturbação no solo, diminuindo a capacidade de carga da estaca não somente pela alteração da densidade relativa do solo. Acredita-se que, após a instalação por fluidização, o solo desestruturado e em suspensão se deposita ao redor da estaca de maneira desordenada e aleatória, podendo criar descontinuidades no contato solo estaca e diminuindo a capacidade de carga da estaca. Com o passar do tempo (efeito *setup*), o solo recupera parte de suas tensões originais pela acomodação dos grãos e aumento das tensões radiais, tendendo ao estado de menor alteração por instalação, neste caso dos ensaios N-Flu pré-instalada 30%. Esta observação segue o padrão de considerações discutidas por Lim & Lehane (2014), que descrevem a redistribuição de tensões devido à cravação de estacas como uma recuperação da perturbação do solo pelo seu processo de instalação, tendendo a condições que representam uma instalação com menor fadiga. Acredita-se ainda que o aumento da resistência não se deve à dissipação das poropressões, que devem ocorrer rapidamente após a instalação por fluidização.

No Capítulo 3.1.6 foram explicitadas as três principais hipóteses aceitas na literatura para a ocorrência do efeito de *setup*, são elas: a redistribuições das tensões radiais (hipótese A), o aumento da dilatação da areia no fuste da estaca (hipótese B) e os processos físico-químicos

(hipótese C). Para o caso da instalação por fluidização, acredita-se que a maior contribuição para o efeito de *setup* encontra-se na hipótese A, com o aumento das tensões radiais conforme a areia vai se re-depositando no entorno da estaca após sua instalação. A acomodação da areia gera uma mudança no regime de tensões ao redor da estaca (*creep*), aumentando a tensão radial efetiva depois da instalação da estaca e equalização das tensões radiais  $\sigma'_{rc}$ . Acredita-se que a equalização das tensões após instalação da estaca é prolongada para instalações por fluidização, porém ensaios com maior tempo de duração são necessários para comprovar esta hipótese. A hipótese B está ligada ao *ageing* e ao aumento da dilatação da areia adjacente à estaca. Tais processos dificilmente serão observados nos ensaios aqui realizados, pois além do pequeno tempo de espera (24 horas e 48 horas) para realizar o arrancamento das estacas, a areia no entorno da estaca se apresenta fofa, sem comportamento dilatante. A hipótese C destaca processos físico-químicos entre a areia, a água e a estaca, que gerariam uma maior aderência entre o solo e a estaca. Neste trabalho, além das estacas analisadas ficarem submersas por no máximo 48 horas, as estacas são galvanizadas justamente para evitar esse processo.

Seguindo o modelo proposto por White & Bolton (2004), descrito no Capítulo 3.1.6, acredita-se haver alívio das tensões existentes no solo com a instalação por fluidização. O modelo proposto pelos autores, para estacas cravadas, indica que há aumento das tensões radiais até um pico durante a instalação, seguido de uma queda abrupta de tensões devido ao mecanismo de contração proposto. A Figura 5.12, baseada na Figura 3.7, proposta por White & Bolton (2004), mostra uma hipótese de distribuição das tensões no entorno da estaca durante o processo de instalação. Para o caso de estacas instaladas por fluidização, o jato de água causa imediatamente uma queda das tensões atuantes no solo, que podem chegar a zero devido à suspensão das partículas. Esta etapa é representada pela passagem das tensões de OA para OB na Figura 5.12. Após a interrupção do fluxo, começa a re-deposição das partículas e o começo do efeito de *setup*, processo representado pelo trecho OC.

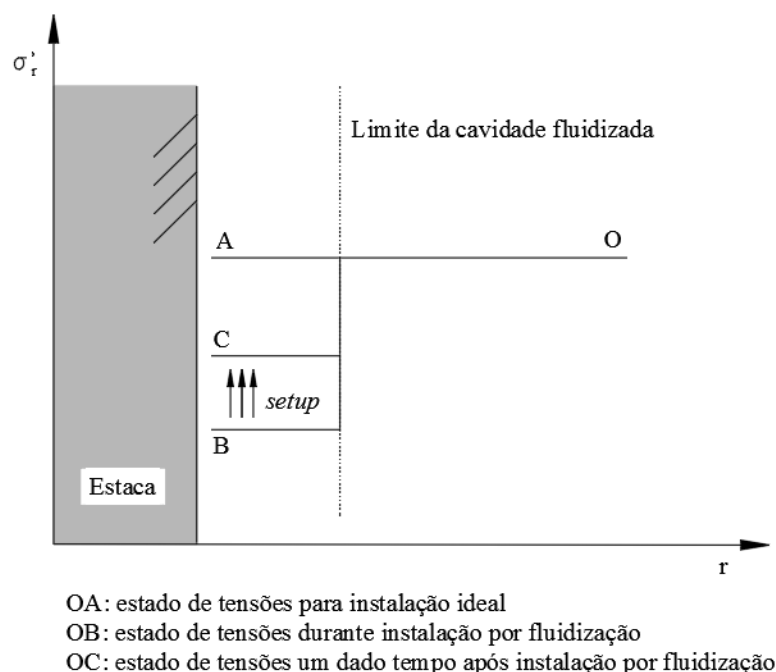


Figura 5.12 – Hipótese de distribuição de tensões na interface da estaca devido à instalação por fluidização

Na Figura 5.11, os ensaios N-Flu cravada 50% (Passini, 2015) e N-Flu cravada 90% (Passini, 2015) ficam à direita dos ensaios N-Flu pré-instalada 30%, representando um coeficiente de capacidade de carga maior que a condição de instalação ideal (pré-instalada) com densidade relativa de 30%. Atribui-se a este fato a maior densidade relativa e dilatância da areia dos ensaios não fluidizados cravados. Deste modo, quanto maior a densidade relativa da areia, maior o coeficiente de capacidade de carga e mais distante da condição de instalação ideal N-Flu pré-instalada 30% os resultados são observados.

### 5.5.3 Análise do coeficiente de empuxo lateral de serviço $\Pi_5$

A Figura 5.13 mostra o comportamento do coeficiente de empuxo lateral de serviço pelo coeficiente de profundidade instalada do modelo, para todos os ensaios analisados nesta pesquisa. Observa-se que, de maneira geral, os ensaios fluidizados e os ensaios N-Flu pré-instalada 30% apresentam  $K_s$  aparentemente constante. Já os ensaios não fluidizados cravados apresentam aumento nos valores do coeficiente para menores coeficiente de profundidade instalada do modelo. Tal comportamento é explicado com base na dilatância da areia. Como diversos autores já comprovaram, o valor de  $K_s$  é diretamente proporcional à dilatância da areia, que aumenta com o aumento da densidade relativa da areia e diminuição do nível de tensões (White & Bolton, 2004; Lehane *et al.*, 2005; Salgado, 2008; Loukidis & Salgado, 2008; Basu *et al.*, 2010; Tehrani *et al.*, 2016).

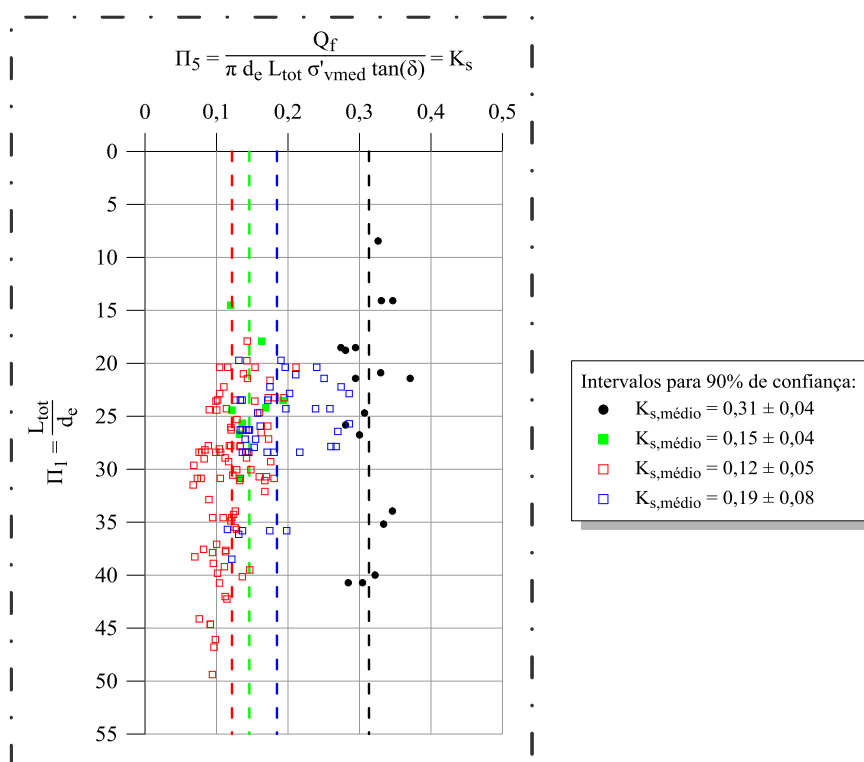
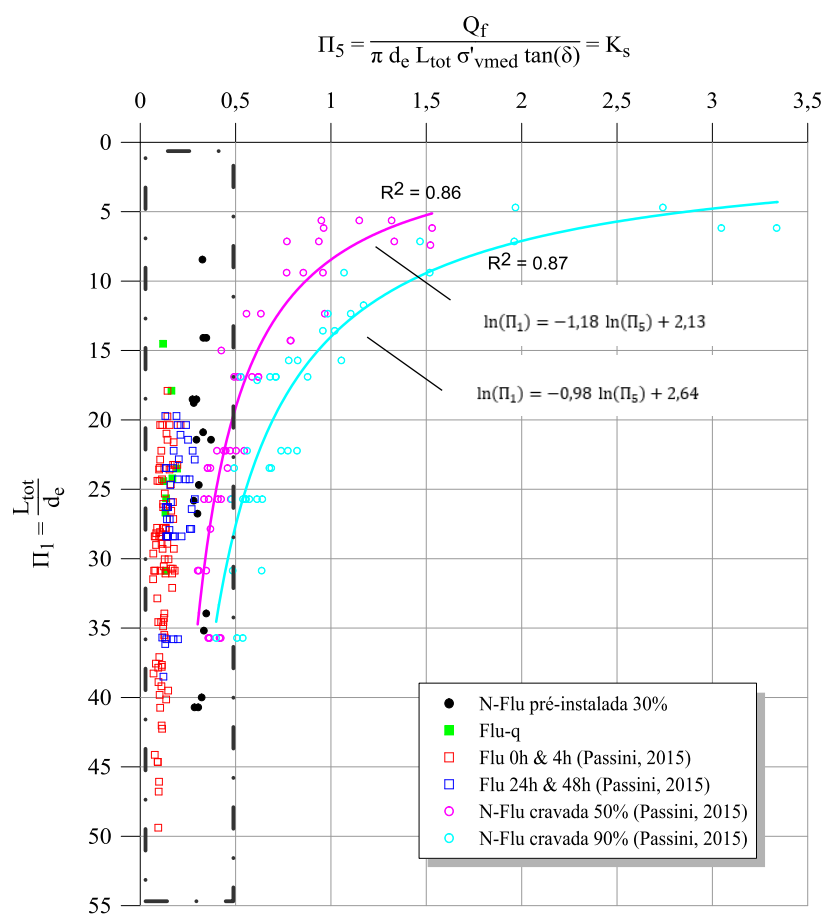


Figura 5.13 – Coeficiente de empuxo lateral de serviço  $\Pi_5$  versus coeficiente de profundidade instalada do modelo  $\Pi_1$



Os ensaios não fluidizados cravados, em areia com densidades relativas de 50% e 90%, apresentam comportamento dilatante. Quanto maior a dilatância da areia durante o cisalhamento, maior o atrito gerado na estaca e maior o coeficiente de empuxo lateral de serviço. Com o aumento do nível de tensões ocorre a restrição da dilatância da areia, o que explica a diminuição de  $K_s$  com o aumento do coeficiente de profundidade instalada do modelo.

As estacas modelo instaladas por fluidização e N-Flu pré-instaladas 30% estão em contato com uma areia fofa, não apresentando comportamento dilatante no cisalhamento. Isso faz com que o coeficiente de empuxo lateral de serviço não varie com a profundidade instalada ou com a mudança no nível de tensões. Para uma estaca rugosa instalada em areia fofa (idealmente, sem perturbação do solo), espera-se que a superfície de ruptura do contato solo-estaca ocorra na massa de solo e que o valor médio de  $K_s$  seja próximo do valor de  $K_o$ , como afirmado por Loukidis & Salgado (2008). Para a instalação ideal de uma estaca metálica lisa em areia fofa, caso dos ensaios N-Flu pré-instaladas 30%, espera-se que a superfície de ruptura ocorra na superfície lisa entre o solo e a estaca, dando origem a um  $K_s$  menor que  $K_o$ . Por esta razão, o valor médio para estacas N-Flu pré-instalada 30% de 0,31 está abaixo do valor de  $K_o$  esperado para areias fofas, tipicamente maior que 0,45 (Yamashita *et al.*, 2000; Belloti *et al.*, 1997; Salgado *et al.*, 1998).

Os ensaios fluidizados apresentam médias menores para o  $K_s$  que os ensaios pré-instalados, o que reafirma a hipótese de que a instalação por fluidização causa alteração no estado de tensões e descontinuidades no contato solo-estaca. Observa-se, porém, uma recuperação de  $K_s$  entre os ensaios Flu 0h & 4h (Passini, 2015) e Flu 24h & 48h (Passini, 2015), que passam de médias de 0,12 para 0,19 respectivamente, reafirmando a possibilidade do efeito de *setup* nos ensaios. Os ensaios Flu-q 24h apresentam média de 0,15 para o valor de  $K_s$ , acima da média dos ensaios Flu 0h & 4h (Passini, 2015) e abaixo da média dos ensaios Flu 24h & 48h (Passini, 2015). Embora a média de  $K_s$  para os ensaios Flu-q 24h esteja mais próxima do valor encontrado para ensaios Flu 0h & 4h (Passini, 2015), há uma grande dispersão entre os valores encontrados para todos os ensaios fluidizados, fazendo com que os valores encontrados para Flu-q 24h fiquem dentro da nuvem de dispersão de todos os ensaios fluidizados, tanto Flu 0h & 4h (Passini, 2015) quanto Flu 24h & 48h (Passini, 2015).

Acredita-se que os valores de  $K_s$  para os ensaios N-Flu pré-instalada 30% representem uma divisão entre os ensaios fluidizados, que não apresentam comportamento dilatante e foram submetidos a uma grande alteração no seu estado de tensões, e os ensaios não fluidizados

cravados, que apresentam comportamento dilatante. Os ensaios fluidizados parecem tender, por *setup*, a um estado menos alterado pela instalação, representado pela condição das estacas N-Flu pré-instalada 30%, recuperando seu estado de tensões e aumentando os valores de  $K_s$  com o tempo. Os ensaios não fluidizados cravados, por sua vez, tendem para os valores de  $K_s$  dos ensaios pré-instalados com o aumento da profundidade e consequente aumento da restrição de dilatação, sendo o valor de  $K_s$  médio para ensaios N-Flu pré-instalada 30% um limite mínimo para o valor de  $K_s$  para os ensaios não fluidizados cravados.

#### 5.5.4 Análise do coeficiente de efeito de escala $\Pi_4$

Este capítulo destina-se a investigar a possível presença de efeito de escala nos ensaios fluidizados e pré-instalados analisados neste trabalho. A Figura 5.14 mostra a variação do coeficiente de empuxo lateral de serviço  $K_s$  com o coeficiente de efeito de escala. Foram adicionados os ensaios de Stracke (2012), que realizou ensaios de instalação por fluidização e arrancamento em estacas modelo com menor diâmetro. Devido a pequena quantidade de ensaios com menores diâmetros, as análises apresentam indícios de ocorrência de efeito de escala. Observa-se que a mesma areia foi utilizada nos estudos e que o diâmetro médio da partícula utilizado é de 0,207 mm.

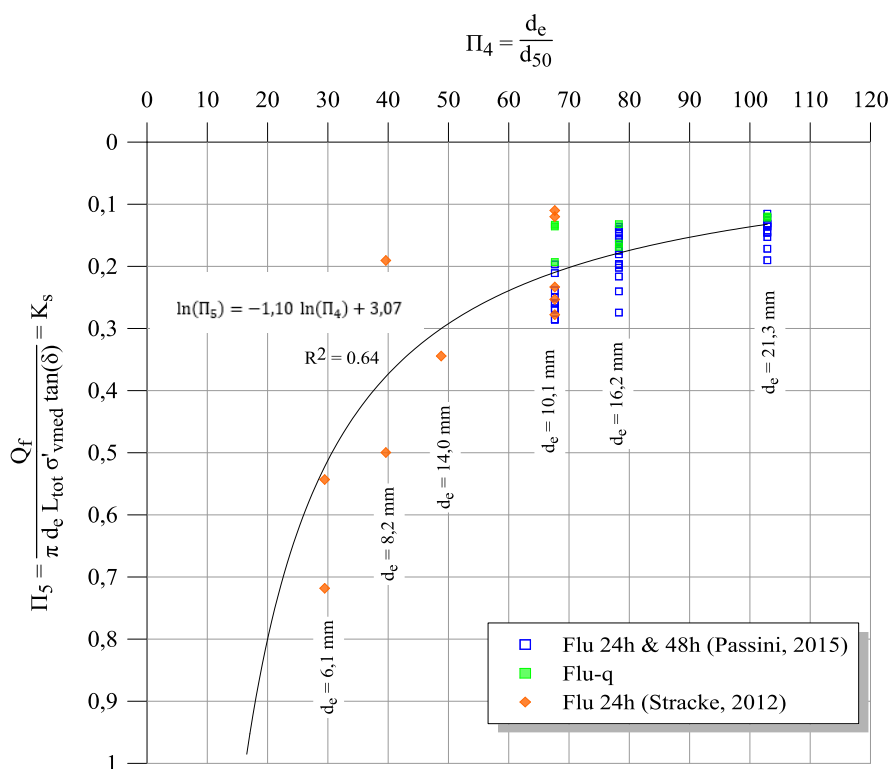


Figura 5.14 – Coeficiente de efeito de escala  $\Pi_4$  versus coeficiente de empuxo lateral de serviço  $\Pi_5$  para ensaios fluidizados

Neste conjunto de resultados é possível observar uma tendência de redução de  $K_s$  com o aumento do diâmetro das estacas modelo utilizadas para os ensaios fluidizados, o que indica a possível ocorrência de efeito de escala. A partir do diâmetro de 14 mm os valores de  $K_s$  para ensaios fluidizados parecem tender a uma estabilidade, porém não se pode afirmar que não há efeito de escala. Para os ensaios de estacas modelo pré-instaladas não se pode observar qualquer tendência entre os valores, indicando que, se há efeito de escala, a variação do efeito não é detectada entre os diâmetros de estaca modelo estudados. Para Garnier e König (1998), o tamanho do grão se torna negligenciável para  $d_e/d_{50} > 100$ , e para Foray *et al.* (1998) isso ocorre para  $d_e/d_{50} > 200$ . Para o maior diâmetro estudado observamos um valor de  $d_e/d_{50}$  próximo a 100, o que indica um limite da ocorrência do efeito de escala segundo Garnier e König (1998).

Na Figura 5.15, para ensaios pré-instalados em areia com densidade relativa de 30%, o coeficiente de empuxo lateral de serviço não apresenta tendência clara para a gama de coeficientes de efeito de escala abordados. A constância dos valores de  $K_s$  indica que o efeito de escala é pequeno ou não pode ser observado. Ensaios em maior escala são necessários para verificar se há influência do fator de escala nos resultados.

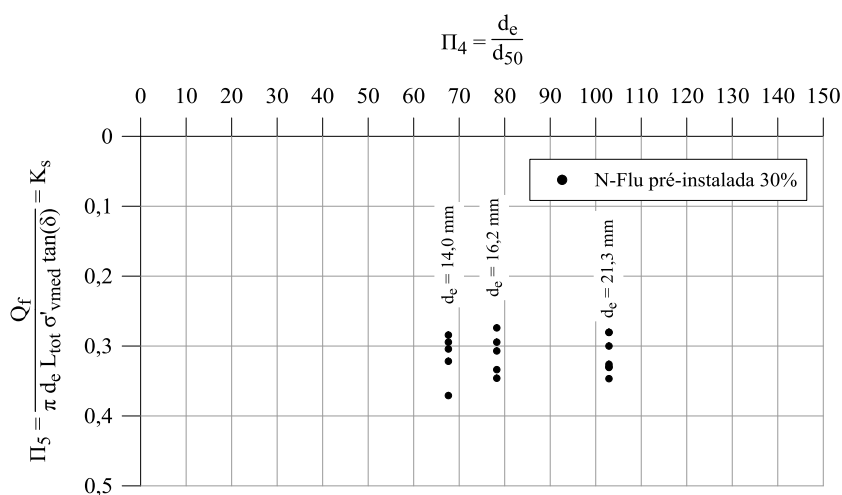


Figura 5.15 – Coeficiente de efeito de escala  $\Pi_4$  versus coeficiente de empuxo lateral de serviço  $\Pi_5$  para ensaios N-Flu pré-instalada 30%

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio da realização e da análise dos ensaios de arrancamento em estacas fluidizadas e em estacas pré-instaladas, busca-se aprofundar a compreensão do comportamento relativo à mobilização do atrito lateral e à capacidade de carga de estacas instaladas por fluidização em areia, objetivo central deste trabalho.

O grupo de termos adimensionais  $\Pi$  utilizado para analisar os fenômenos estudados mostrou-se efetivo para interpretar os resultados dos ensaios de arrancamento, incluindo ensaios instalados por fluidização, pré-instalados e cravados. Os termos descrevem adequadamente os padrões de comportamento observados na mobilização da resistência ao arrancamento e no atrito lateral das estacas estudadas, gerando coeficientes de determinação satisfatórios e deixando transparecer os fatores de influência dos fenômenos abordados. A teoria do empuxo de terra, extensivamente utilizada na literatura de fundações, mostrou-se igualmente adequada para análise dos ensaios instalados por fluidização.

A distribuição da sobrecarga devido ao furo apresentou redução entre 15% e 25% em relação a sobrecarga total aplicada no solo. Os modelos elástico de Poulos & Davis (1974), e elástico e elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, realizados por elementos finitos no software Plaxis, apresentaram resultados similares, revelando a predominância do comportamento elástico do solo sob o carregamento aplicado. A distribuição de sobrecarga apresentou redução significativa até 20 centímetros de distância abaixo do furo, profundidade a partir da qual atinge-se 95% da sobrecarga total aplicada. O ajuste da tensão vertical efetiva utilizada na teoria de empuxo de terra devido ao furo na placa de sobrecarga permitiu a interpretação mais adequada dos resultados.

Para os ensaios instalados por fluidização com sobrecarga, um aumento de 1,8 a 2,2 vezes da tensão vertical efetiva no comprimento médio da estaca gerou um aumento de 1,6 a 2,0 vezes no coeficiente de capacidade de carga das estacas. O coeficiente de empuxo lateral de serviço ( $K_s$ ), por sua vez, manteve-se na nuvem de dispersão dos ensaios fluidizados com valor médio de  $0,15 \pm 0,04$  para um intervalo de confiança de 90%, não apresentando mudanças significativas com o carregamento aplicado. O comportamento é atribuído ao estado fofo da areia após a instalação por fluidização, a qual, por não possuir comportamento dilatante durante o cisalhamento, apresenta aumento de resistência ao arrancamento com o aumento das tensões

efetivas, mantendo o  $K_s$  aproximadamente constante. O comportamento torna-se atraente para a instalação de estacas por fluidização em profundidades maiores que seu comprimento. A redução da capacidade de carga da areia, gerada pelo processo de fluidização, pode ser amenizada com a sua instalação em maiores profundidades, comportando-se de maneira similar a uma âncora. A viabilidade da instalação de estacas em maiores profundidades que seu comprimento ainda deve ser estudada.

As estacas pré-instaladas em areia com densidade relativa de 30% apresentaram resultados de resistência ao arrancamento que se adequam ao grupo de termos adimensionais propostos, gerando curvas de ajuste com coeficiente de determinação de até 0,99. Os valores do coeficiente de empuxo lateral de serviço variaram em torno de uma média de  $0,31 \pm 0,04$  para um intervalo de confiança de 90%. A constância do coeficiente de empuxo lateral de serviço com o aumento da profundidade instalada (e, assim, aumento do nível de tensões atuante na estaca) é atribuída ao comportamento não dilatante da areia no estado fofo.

Ensaio instalados por fluidização apresentam coeficientes de capacidade de carga menores que de estacas pré-instaladas, enquanto que estacas cravadas apresentam coeficientes maiores. Os valores reduzidos do coeficiente de capacidade de carga para ensaios fluidizados são justificados pelo processo de deposição da areia na cavidade fluidizada, o qual acontece de maneira aleatória após a interrupção do fluxo de água, podendo causar descontinuidades e diminuição da superfície de contato entre o solo e a estaca.

Observa-se a mudança do comportamento do  $K_s$  com o aumento do coeficiente de profundidade instalada nos ensaios fluidizados e pré-instalados em areia com densidade relativa de 30%, em relação aos ensaios cravados. Ensaio instalados por fluidização e pré-instalados apresentam valores aproximadamente constantes de  $K_s$  e não apresentam tendência clara com o aumento do coeficiente de profundidade instalada, mantendo seus valores aproximadamente constantes. Já os ensaios cravados em areia com densidade relativa de 50% e 90% apresentam valores superiores de  $K_s$ , com tendência clara de diminuição de  $K_s$  com o aumento do coeficiente de profundidade instalada. Tais comportamentos refletem a proporcionalidade de  $K_s$  com a dilatância da areia, a qual aumenta com o aumento da densidade relativa e com a diminuição do nível de tensões. Areias fofas, caso dos ensaios fluidizados e dos pré-instalados, não apresentam comportamento dilatante, o que faz o  $K_s$  não apresentar mudanças significativas com o aumento da profundidade. Já areias medianamente densas ou densas, caso dos ensaios

com estacas cravadas, apresentam comportamento dilatante e redução de  $K_s$  conforme aumenta a profundidade instalada, devido à redução da dilatância da areia com aumento do nível de tensões.

Ensaio fluidizados apresentam, por efeito de *setup*, aumento do valor de  $K_s$  com o tempo, atingindo valores de  $K_s$  mais próximos aos valores encontrados para ensaios pré-instalados com densidade relativa de 30%, situação de menor perturbação do solo devido à instalação. Ensaio cravados tendem a, com o aumento da profundidade instalada, atingir valores de  $K_s$  próximos aos valores encontrados para ensaios pré-instalados com densidade relativa de 30%, devido à restrição da dilatação com o aumento das tensões.

O coeficiente de empuxo lateral de serviço para ensaios fluidizados apresenta uma variação significativa entre diâmetros inferiores a 14 mm, o que indica a presença de efeito de escala. Para diâmetros superiores a 14 mm, os resultados parecem atingir certa estabilidade. Para ensaios em estacas pré-instaladas, não foi identificada nenhuma tendência entre os diâmetros estudados. A aparente estabilidade de  $K_s$  com a variação do diâmetro de estaca indica que, se há efeito de escala, ele não é detectável entre os diâmetros estudados e pode possuir pouca influência nos resultados atingidos. Esta hipótese só pode ser comprovada com a execução de ensaios em estacas com maiores diâmetros.

As conclusões e considerações aqui apresentadas são válidas para o tipo de solo utilizado e para as escalas adotadas no processo de fluidização. Ensaio em maiores escalas são necessários para validação dos resultados e aplicações em escala real.

## 7 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se a realização das seguintes pesquisas para trabalhos futuros sobre o estudo de fluidização e mobilização do atrito lateral em estacas instaladas em areia:

- Aumento dos modelos (menor fator de escala) utilizados em laboratório para validação dos resultados já obtidos e análise do efeito de escala;
- Execução de testes *in situ* (escala mais próxima da escala real);
- Execução de provas de carga à tração axial com controle de deslocamentos;
- Execução de provas de carga à tração axial para estacas pré-instaladas (instalação “ideal”) com densidades relativas maiores que 30%;
- Execução de provas de carga à tração com inclinação em relação ao eixo da estaca;
- Execução de provas de carga à tração axial para ensaios instalados por fluidização com tempo de repouso maior que 48 horas após a instalação;
- Instalação por fluidização e execução de ensaios de arrancamento para estacas instaladas em profundidades maiores que seu comprimento;
- Agregar aletas à estaca;
- Execução de ensaios em outros tipos de areia.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADERIBIGBE, O. O., RAJARATNAM, N., 1996, *Erosion of loose beds by submerged circular impinging turbulent jets*. Journal of Hydraulic Research, 34(1): 19-33.
- AGUIAR, C. S., DE SOUSA, J. R. M., ELLWANGER, G. B., PORTO, E. C., DE MEDEIROS JÚNIOR, C. J., FOPPA, D., 2009. **Undrained load capacity of torpedo anchors in cohesive soils**. In: Proceedings of the 28th International Conference Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE 2009, ASME, Honolulu, OMAE2009-79465.
- ALAWNEH, A. S., NUSIER, O. K., AWAMLEH, M. S., 2009, *Time dependent capacity increase for driven pile in cohesionless soil*. Jordan Journal of Civil Engineering, 1: 1–31.
- AL-DOURI, R. H., & POULOS, H. G., 1991, *Static and direct shear tests on carbonate sands*. ASTM Geotech. Test. J. 15(2): 138–157.
- ALSAYDALANI, M. O. A., CLAYTON, C. R. I., 2014, *Internal fluidization in granular soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, [ISSN 1090-0241/04013024(10), DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001039], 10p.
- ALSHIBLI, K. & STURE, S., 1999, *Sand shear band thickness measurements by digital imaging techniques*. J. Computing in Civil Engineering, ASCE, 13(2) : 103-109.
- API - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, 2011, *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - Working stress design*. API-RP-2A - WSD, 22<sup>st</sup> Edition, USA.
- ÅSTEDT, B., WEINER, L., HOLM, G., 1992, *Increase in bearing capacity with time for friction piles in silt and sand*. Proceedings of Nordic Geotechnical Meeting, Aalborg, Denmark, p. 411–416.
- AXELSSON, G., 2000, *Long Term Set-Up of Driven Piles in Sand*. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- BASU, P., LOUKIDIS, D., PREZZI, M., SALGADO, R., 2010, *Analysis of shaft resistance of jacked piles in sands*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 35:1605-1635.
- BASU, D., SALGADO, R., 2012, *Load and Resistance Factor Design of Drilled Shafts in Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(12): 1455-1469.
- BEA, R. G., JIN, Z., VALLE, C., RAMOS, R., 1999, *Evaluation of reliability of platform pile foundations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 125(8): 696–704.



BELLOTTI, R., BENOIT, J., FRETTI, C., JAMIOLKOWSKI, M., 1997, *Stiffness of Toyoura Sand From Dilatometer Tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(9): 836-846.

BOWMAN, E. T., SOGA, K., 2005, *Mechanisms of setup of displacement piles in sand: laboratory creep tests*. Canadian Geotechnical Journal, 42(5): 1391–1407.

BP. **BP Statistical Review of World Energy**, 2017. Disponível em: <<https://www.bp.com/content/dam/bp/en/corporate/pdf/energy-economics/statistical-review-2017/bp-statistical-review-of-world-energy-2017-full-report.pdf>>. Acesso em: 26 de novembro de 2017.

BHASIN, R. N., LOVELL, C. W., TOEBES, G. R., 1969, *Erodability of sand-clay mixture as evaluated by a water jet*. Technical Report n. 8, Purdue University Water Resources Research Center. Purdue University, USA.

BOULON, M., 1988, *Numerical and physical behavior under monotonous and cyclic loading*. Modelling soil-water-structure interactions (eds KOLKMAN, P. A., LINDENBERG, J., PILARCZYK, K. W.), Rotterdam, Balkema: 285-293.

BOULON, M., & FORAY, P., 1986, *Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand*. Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes: 127-147.

BRUCY, F., MEUNIER, K., NAUROY, J. F., 1991, *Behaviour of pile plug in sandy soils during and after driving*. Proceedings of the 23<sup>rd</sup> Annual Offshore Technology Conference, p. 145–154.

BULLOCK, P. J., SCHMERTMANN, J. H., MCVAY, M. C., TOWNSEND, F. C., 2005, *Side shear setup*. I: test piles driven in Florida. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 131(3): 292–300.

CHOW, F. C., 1997, *Investigations into the behavior of displacement piles for offshore foundation*. Ph.D. Thesis, University of London, Imperial College, UK.

CHOW F. C., JARDINE, R. J., BRUCY, F., NAUROY, J. F., 1997, *Time related increases in the shaft capacities of driven piles in sand*. Géotechnique, 47(2): 353–361.

CHOW, F.C., JARDINE, R.J., BRUCY, F., NAUROY, J.F., 1998, *Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(3): 254–264.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. D., 2007, *Performance of a fiber reinforced sand at large shear strains*. Géotechnique 57(9): 751-756 [DOI:10.1680/geot.2007.57.9.751].

COSTA, R. G. B., 2008, **Análise paramétrica das condições de ancoragem de plataformas offshore utilizando estacas torpedo a partir de modelos em elementos finitos**. Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 109p.

DAS, B. M., 2006, **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Thomson Learning Ltda., 6ª edição, 560p.

DEJONG, J. T., RANDOLPH, M. F., & WHITE, D. J., 2003, **Interface load transfer degradation during cyclic loading: a microscale investigation**. *Soils and Foundation*, 43(4): 81-89.

DESRUES, J., 1991, **An introduction to strain localisation in granular media**. Proc. Of Granular Media, Winter School les Houches, Nova Sciences Publications, Hauppauge, New York: 127-142.

DIETZ, M. S., 2000, **Developing an holistic understanding of interface friction using sand within the direct shear apparatus**. Tese de Doutorado, Department of Civil Engineering, University of Bristol, UK.

FHWA (Federal Highway Administration), 2010. **Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods**. U.S. Dept. of Transportation, Washington, DC.

FIORAVANTE, V., GUERRA, L. & JAMIOLKOWSKI, M. B., 2010, **On the shaft capacity of non-displacement piles in sand from centrifuge tests**. Proceedings of the 7th International Conference on Physical Modeling in Geotechnics, Zurich, Switzerland, pp. 763-768.

FIORAVANTE V., 2002, **On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand**. *Soils and Foundations*, 42(2): 23-33.

FLEMING, W. G. H., WELTMAN, A. J., RANDOLPH, M. F., & ELSON, W. K., 1992, **Piling engineering**, 2nd Ed., Blackie, London.

FORAY, P., BALACHOWSKI, L., RAULT, G., 1998, **Scale effect in shaft friction due to the localization of deformations**. Centrifuge 98 (Kimura, T., Kusakabe, O. and Takemura, J. (eds)), A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, p. 211-216.

FROST, J. D., HEBELER, G. L., EVANS, T. M., DEJEONG, J. T., 2004, **Interface behavior of granular soil**. Proceedings of Earth and Space, ASCE international conference on engineering, construction, and operations in challenging environments, Houston: 65-72.

GARNIER, J., KONIG, D., 1998, **Scale effects in piles and nails loading tests in sand**. Centrifuge 98 (Kimura, Kusakabe & Takemura eds), A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, p. 205-210.

GAVIN, K. G., CADOGAN, D., & CASEY, P., 2009, *Shaft Capacity of Continuous Flight Auger Piles in Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 114(3): 326-334.

GAVIN, K. G., IGOE, D. J. P., KIRWAN, L., 2013, *The effect of ageing on the axial capacity of piles in sand*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 166: 122-130.

GAVIN, K., JARDINE, R. J., KARLSRUD, K., LEHANE, B.M., 2015, *The effects of pile ageing on the shaft capacity of offshore piles in sand*. Keynote paper. Proceedings of international symposium on frontiers in offshore geotechnics (ISFOG), Oslo.

GILBERT, R. B., MORVANT, M., AUDIBERT, J., 2008, *Torpedo piles joint industry project - Model torpedo pile tests in kaolinite test beds*. Final Project Report 575, Prepared for the Minerals Management Service, The University of Texas at Austin, EUA, 42p.

HENRIQUES JR., P. R. D., FOPPA, D.; PORTO, E. C.; MEDEIROS JR., C. J., 2010. *Alternativa de Estaca Torpedo para Altas Cargas de Ancoragem*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, Brasil.

JARDINE, R., STANDING, J., CHOW, F., 2006, *Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand*. Géotechnique, 56(4): 227–244.

JARDINE, R., CHOW, F., OVERY, R., STANDING, J., 2005, *ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays*. Thomas Telford, London, UK.

JARDINE, R.J., STANDING, J.R., 1999, *Pile load testing performed for HSE Cyclic Coading study at Dunkirk*, France. Vol. 1. UK. Health and Safety Executive, London, UK. Offshore Technology Report OTO 2000 007.

JARDINE, R., STANDING, J., 2000, *Pile Load Testing Performed for HSE Cyclic Loading Study at Dunkirk*, France. Health and Safety Executive, London, UK, Offshore Technology Report OTO 2000 007, 2 vols.

KLOTZ, E. U., COOP, M. R., 2001, *An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands*. Géotechnique, 51(9): 733-751.

LEHANE, B. M., GAUDIN, C., SCHNEIDER, J. A., 2005, *Scale Effects on Tension Capacity for Rough Piles Buried in Dense Sand*. Géotechnique, 55(10): 709-720.

LEHANE, B. M., JARDINE, R. J., BOND, A. J., FRANK, R., 1993, *Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 119(1): 19–35.

LEVA, M., 1959, *Fluidization*. New York: McGraw-Hill Book Co. 327p.

LIM, J. K., LEHANE, B. M., 2014, *Set-up of pile shaft friction in laboratory chamber tests*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 14(2): 21-30.

LIMA, H., 2008. **Petróleo no Brasil**: a situação, o modelo e a política atual. Rio de Janeiro : Synergia.

LOUKIDIS, D., SALGADO, R., 2008, *Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand*. Géotechnique 58(4): 283-296 [DOI:10.1680/geot.2008.58.4.283].

MANDL, G., DE JONG, L. N. J. & MALTHA, A., 1977, *Shear zones in granular material: an experimental study of their structure and mechanical genesis*. Rock Mechanics 9 : 95-144.

MARCON, L. P., 2005, **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório/RS**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Rio Grande do Sul, Brasil, 137p.

MASCARUCCI, Y., MILIZIANO, S., MANDOLINI, A., 2016, **3M Analytical Method: Evaluation of Shaft Friction of Bored Piles in Sands**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(12): 1455-1469.

MASTRANGELO, C. F., BARUSCO, P. J., FORMIGLI, J. M., 2003, *From early production systems to the development of ultra deepwater fields – experience and critical issues of floating productions units*. In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, Paper 15224, Houston, USA.

MCDOWELL, G. R., BOLTON, M. D., 1998, *On the micromechanics of crushable aggregates*. Géotechnique, 48(5): 667–679.

MEDEIROS, C.J., 2001. **Torpedo anchor for deep water**. In: Proceedings of the Deep water Offshore Technology Conference, Rio de Janeiro.

MELLO, J. R. C., GALGOUL, N. S., 1992, *Piling and monitoring of large diameter closed-toe pipe piles*. In Application of stress wave theory to piles. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands., p. 443–448.

MEZZOMO, S. M., 2009, **Estudo dos mecanismos de fluidização de areias com jatos de água**. Dissertação de Mestrado em Engenharia - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Rio Grande do Sul, Brasil, 232p.

MEZZOMO, S. M., SCHNAID, F., MOLLER, S. V., 2010, **Mecanismos de fluidização de solos arenosos com emprego de jatos de água para implantação de âncoras offshore**. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG, Gramado, Brasil, 8p.

MITCHELL, J. K., SOLYMAR, Z. V., 1984, *Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(11): 1559–1576.

MOTTA, V. F., 1972, **Curso de Teoria da Semelhança**. Editora da UFRGS, Porto Alegre, 154p.

NG, N., BERNER, P., AND COVIL, C., 1998, *The ageing effects of sands*. Ground Engineering, 10(Suppl.): 21.

NG, E. S., TSANG, S. K., AULD, B. C., 1988, *Pile Foundation: The Behaviour of Piles in Cohesionless Soils*. Federal Highway Administration, McLean, VA, USA, research report FHWARD-88081.

NIVEN, R. K., 1998, *In situ multiphase fluidization (“upflow washing”) for the remediation of diesel and lead contaminated soils*. Thesis Ph.D. School of Civil and Environmental Engineering. The University of New South Wales, Sydney, Austrália, 548p.

NIVEN, R. K., KHALILI, N., 1998, *In situ fluidization by a single internal vertical jet*. Journal of Hydraulic Research, 36(2): 199-228.

ODA, M., TAKEMURA, T., TAKAHASHI, M., 2004, *Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography*. Géotechnique, 54(8): 539-542.

O’LOUGHLIN, C. D., RANDOLPH, M. F., RICHARDSON, M., 2004, *Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors*. In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, Paper 16841, 3–6 May, Houston, USA, 11p.

O’NEIL, M. W., REESE, L. C., 1999, *Drilled shaft: Construction procedures and design methods*. Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highways Administration, Washington, D. C.

PASSINI, L. de B., 2015, **Instalação e Capacidade de Carga Axial de Estacas Modelo Fluidizadas em Solos Arenosos**. Tese de doutorado em Engenharia - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Rio Grande do Sul, Brasil, 292 p.

PETROBRAS, 2018, *Pré-Sal*. Disponível em: <http://www.petrobras.com.br/pt/nossas-atividades/areas-de-atuacao/exploracao-e-producao-de-petroleo-e-gas/pre-sal/>. Acesso em: 11/05/2018.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H., 1974, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc, New York, 424p.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H., 1980, *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons, Inc, New York, 410p.

RAMSEY, N., JARDINE, R. J., LEHANE, B. M., & RIDLEY, A., 1998, *A review of soil-steel interface testing with the ring shear apparatus*. Proc., 6th Conf. on Offshore on Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour, Society for Underwater Technology, London, 237-258.

RANDOLPH, M. F., CASSIDY, M., GOURVENEC, S., ERBRICH, C., 2005. *Challenges of offshore geotechnical engineering*. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka: v. 1, p. 123-176.

RANDOLPH, M. F., GAUDIN, C., GOURVENEC, S. M., WHITE, D. J., BOYLAN, N., CASSIDY, M. J., 2010, *Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments*. Ocean Engineering, Elsevier, 38 (2011): 818-834.

RANDOLPH, M. F., DOLWIN, J., BECK, R. 1994, *Design of driven piles in sand*. Geotéchnique 44(3): 427-448.

RANDOLPH, M., GOURVENEC, S., 2011, *Offshore Geotechnical Engineering*. Spon Press/Taylor & Francis, New York, 528p.

REESE, L. C., O'NEILL, M. W., 1988. *Drilled shafts: Construction and design*. FHWA, Washington, DC.

RIMOY, S., SILVA, M., JARDINE, R., YANG, Z. X., ZHU, B. T., TSUHA, C. H. C., 2015, *Field and model investigations into the influence of age on axial capacity of displacement piles in silica sands*. Géotechnique, 65(7) : 576-589.

SALGADO, R., MITCHEL, J. K., JAMIOLKOWSKI, M., 1998, *Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124: 878-888.

SALGADO, R., 2008, *The engineering of foundations*. McGraw-Hill Science/Engineering/Math, 1 edition, 896p.

SAMSON, L., AUTHIER, J., 1986, *Change in pile capacity with time: case histories*. Canadian Geotechnical Journal, 23(1): 174–180.

SCHMERTMANN, J. H., 1991, *The mechanical aging of soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 117(9): 1288–1330.

SCHNAID, F., PASSINI, L., STRACKE, F., MEZZOMO, S., 2014, *On the response of fluidized piles from laboratory model tests in granular soils*. Journal of Geo-Engineering Science 1(2): 69-81. [DOI 10.3233/JGS-140024].

SILVA, U. A. DA, 2008, *Análise de cravabilidade de estacas torpedo*. Monografia de Grau de Especialista em Engenharia de Fundações – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-

Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE - UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 51p.

SILVA, U. A. DA, GALGOUL, N. S., MEDEIROS JR, C. J., 2008, **Análise dinâmica de estacas torpedo**. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG, Búzios, RJ, Brasil, p. 634-639.

SILVA DOS SANTO, A. P., CONSOLI, N. C., BAUDET, B. A., 2010, *The mechanics of fibre-reinforced sand*. Géotechnique 60(10): 791-799.

SKOV, R., DENVER, H., 1988, *Time-dependence of bearing capacity of piles*. Proceedings of the 3rd international conference on application of stress-waves to piles, Ottawa, Canada, p. 879-888.

STRACKE, F., 2012, **Fluidização de solo arenoso associado à injeção de agente cimentante para ancoragem de estruturas offshore**. Dissertação de Mestrado em Engenharia - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Rio Grande do Sul, Brasil, 181 p.

SVINKIN, M. R., MORGANO, C. M., MORVANT, M., 1994, *Pile capacity as a function of time in clayey and sandy soils*. Proceedings of the 5th international conference and exhibition on piling and deep foundations, Bruges, Belgium, p. 1.11.1-1.11.8. Hawthorne, NJ, USA: Deep Foundations Institute (DFI).

TAN, S. L., CUTHBERTSON, J., KIMMERLING, R. E., 2004, *Prediction of pile set-up in non-cohesive soils*. In Current practices and future trends in deep foundations (eds J. H. DiMaggio and M. H. Hussein), Geotechnical special publication no. 125, p. 50-65. Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers.

TAVERNAS, F., AUDY, R., 1972, *Limitations of the driving formulas for predicting the bearing capacities of piles in sand*. Canadian Geotechnical Journal, 47(9): 47-62.

TAYLOR, D. W., 1948. *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 700p.

TEHRANI, F. S., HAN, F., SALGADO, R., PREZZI, M., TOVAR, R. D., CASTRO, A. G., 2016, *Affect os surface roughness on the shaft resistance of non-displacement piles embedded in sand*. Géotechnique 66(5): 386-400.

THOMANN, T.G., HRYCIW, R. D., 1992, *Stiffness and strength changes in cohesionless soils due to disturbance*. Canadian Geotechnical Journal, 29(5): 853-861.

TOLMASQUIM, M. T., PINTO JÚNIOR, H. Q., 2011. **Marcos regulatórios da indústria mundial do petróleo**. Rio de Janeiro: Synergia.

TOMLINSON, M., 1996, *BGS/Offshore Engineering Society meeting report: Recent advances in driven pile design*. Ground Engineering, p. 31–33.

TSINKER, G. P., 1988, *Pile jetting*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(3): 326-334.

UESUGI, M., KISHIDA, H., TSUBAKIHARA, Y., 1988, *Behavior of sand particles in sand-steel friction*. Soils Found. 28(1): 107-118.

UESUGI, M., KISHIDA, H., 1986, *Influential factors of friction between steel and dry sands*. *Soils and Foundation*. Geotechnical Engineering, 26(2): 33-46.

VÉŠIC, A. S., 1972, *Expansion of cavities in infinite soil mass*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (JSMFD), Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98: 265-290.

WEN, C. Y., YU, Y. H., 1966, *Mechanics of fluidization*. Chemical Engineering Progress Symposium Series, Fluid Particle Technology, 62(62): 100-111.

WESTRICH, B., KOBUS, H., 1973, *Erosion of a uniform sand bed by continuous and pulsating jets*. Proceedings of International Association of Hydraulic Research Congress, 1(A13), Istanbul, Turquia, p. 1-3.

WHITE, D. J. *A general framework for shaft resistance on displacement piles in sand*, 2005, Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG, GOUVERNEC, S., CASSIDY, M. J. (eds). Taylor and Francis group: Londres; 697-703.

WHITE, D. J., BOLTON, M. D., 2004, *Displacement and strain paths during plane-strain model pile installation*. Géotechnique 54(6): 375-397, [DOI: 10.1680/geot.2004.54.6.375].

WHITE, D. J., LEHANE, B. M., 2004, *Friction fatigue on displacement piles in sand*. Géotechnique 54(10): 645-658.

WHITE, D. J., BOLTON, M., 2002, *Observing friction fatigue on a jacked pile. Constitutive and Centrifuge modelling: two extremes*. Springman SM (ed.). Balkema: Rotterdam, 347-354.

YAMASHITA, S., JAMIOLKOWSKI, M., LO PRESTI, D. C. F., 2000, *Stiffness Nonlinearity of Three Sands*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2000.126:929-938., Vol. 126, No. 10, 10p.

YANG, L., LIANG, R., 2009, *Incorporating setup into load and resistance factor design of driven piles in sand*. Canadian Geotechnical Journal, 46(3): 296–305.

YANG, J., THAM, L. G., LEE, P. K. K., CHAN, S. T. & YU, F., 2006, *Behaviour of jacked and driven piles in sandy soil*. Géotechnique 56(4): 245-259.



YORK, D. L., BRUSEY, W. G., CLEMENTE, F. M., LAW, S.K., 1994, *Setup and relaxation in glacial sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(9): 1498–1513.

ZHANG, Z., WANG, Y., 2015, *Examining setup mechanisms of driven piles in sand using laboratory model pile tests*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 141(3): 1-12.

ZHAO, Y., 2002, *Pile set-up in sand*. M.Eng. thesis, Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, UK.