

MODELAGEM EM CENTRÍFUGA DE UM PROBLEMA DE
INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

José Renato Moreira da Silva de Oliveira

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof.^a Maria Cascão Ferreira de Almeida, Ph.D.

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

Prof. Roberto Francisco Azevedo, Ph.D.

Prof. Álvaro Maia da Costa, D.Sc.

Prof. Martim Fahey, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2005

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

OLIVEIRA, JOSÉ RENATO MOREIRA DA
SILVA DE

Modelagem em centrífuga de um problema
de interação solo-estrutura [Rio de Janeiro]
2005

XXXIII, 324 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,
D.Sc., Engenharia Civil, 2005)

Tese - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Interação Solo-Estrutura
2. Argila Mole
3. Centrífuga Geotécnica
4. Modelagem Física
5. Simulação Numérica

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

***"The reasonable man adapts himself to the world
The unreasonable one persists in trying to adapt the world to himself
Therefore all progress depends on the unreasonable man"***
George Bernard Shaw

Para minha Cris

Agradecimentos

Antes de mais nada, o trabalho aqui relatado, parte integrante do Projeto CTPETRO GEODUTO, foi possível graças ao financiamento proporcionado pelo CENPES/PETROBRAS e pela FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos, que acreditam no talento e na capacidade do pesquisador brasileiro. Ao valoroso incentivo desses Órgãos sou extremamente grato.

Ao olhar para trás e ver todo o caminho trilhado ao longo de cerca de 4 anos de estudos para conclusão deste trabalho, fica apenas uma certeza: nunca teria sido possível fazê-lo sem o apoio incondicional e generosidade de muitos amigos e companheiros, aos quais passo a externar minha singela gratidão, mesmo sabendo que jamais poderei retribuir-lhes à altura. Dessa forma prefiro pensar nessa dissertação como a consolidação de um esforço coletivo, sendo fruto, na realidade, do empenho de todas as pessoas envolvidas.

Sendo assim, sem quaisquer pretensões de ordenação, eu gostaria inicialmente de agradecer ao meu orientador Prof. Márcio Almeida, pivot dessa empreitada, pela amizade, pela compreensão, pelo apoio nas horas difíceis, e por toda a confiança depositada em mim e no meu trabalho. Tendo sido meu orientador também no Mestrado, foi sem dúvida o responsável por desenvolver o meu gosto por pesquisa, e por me acolher também para o Doutorado. Presente em todas as etapas do caminho, da proposta de tema à conclusão da tese, me proporcionou grandes oportunidades de crescimento profissional, como participações em congressos internacionais e intercâmbios acadêmicos na Universidade da Austrália Ocidental e na Universidade de Cambridge. Por tudo isso e por sempre me estender a mão, deixo registrado aqui minha sincera gratidão. Da mesma forma gostaria de agradecer à minha orientadora, Profa. Maria Cascão, com quem tive a grande satisfação de trabalhar, por todo apoio dado, pela compreensão nas falhas, pela serenidade nos momentos de dúvida e pela paciência que sempre teve comigo.

Existem na vida alguns raros casos de pessoas que surgem pra ajudar e, não só ajudam, como fazem toda a diferença. Com toda certeza, absolutamente nada nessa tese teria sido possível sem o conhecimento, competência, amizade e dedicação pessoal do Prof. José Luiz da Silva Neto, que despendeu um número incontável de horas nesses anos me guiando no mundo da Engenharia Elétrica, Eletrônica e da Computação. Da mesma forma, todo o

suporte geotécnico e administrativo, bem como toda dedicação e amizade da Dra. Maria Esther Soares Marques foram fundamentais para conclusão deste trabalho. Assim sendo, agradeço por tudo que fizeram por mim, por terem feito esse período ser tão legal, mas principalmente por terem me premiado com suas amizades.

Deixo registrado também os meus sinceros agradecimentos pela enorme colaboração que tive no CENPES/PETROBRAS, que certamente foi além do suporte financeiro, entrando na dedicação e interesse pelo tema, que, posso afirmar, foram fundamentais nas conclusões obtidas. Dessa forma, agradeço ao Dr. Álvaro Maia da Costa pelo seu valoroso tempo e pela fundamental ajuda na disponibilização de meios e pessoal para que diversas análises numéricas pudessem ser realizadas. Da mesma forma agradeço ao Dr. Cláudio dos Santos Amaral pelas várias horas dispensadas a esse trabalho, bem como pelas várias discussões e idéias que tanto me ajudaram na interpretação dos dados obtidos nessa tese, assim como também ao companheiro Ricardo Garske Borges agradeço a enorme dedicação, seriedade, competência que dedicou a este trabalho, tendo sido o responsável por rodar mais de 1.000 análises numéricas no Cluster do CENPES.

Uma outra parceria, também de grande importância, que trouxe muitos dividendos para esta dissertação foi realizada entre o Laboratório de Geotecnia com o Laboratório de Computação Gráfica da COPPE. Ainda me lembro que ao procurar apoio para o programa de velocimetria de partícula por imagem, fui prontamente recebido por uma equipe dinâmica e competente. Assim sendo, por dever de justiça agradeço ao Prof. Antônio de Oliveira e ao doutorando Rodrigo Morante, do Laboratório de Computação Gráfica da COPPE, pelo inestimável apoio e todo tempo pessoal dedicado a este trabalho.

Meu primeiro contato com centrífugas, fruto do Convênio entre a University of Western Australia e a COPPE/UFRJ, foi desenvolvido durante um Programa de Pesquisa promovido pelo Special Research Centre for Offshore Foundation Systems (COFS) e custeado pelo Australian Research Council. Sendo assim, na Austrália eu gostaria de agradecer inicialmente ao Prof. Mark Randolph pela incrível oportunidade de poder estudar no COFS, por todo apoio pessoal e por ter cedido todas as facilidades necessárias à consecução do trabalho, incluindo três semanas inteiras de disponibilidade da centrífuga. Também gostaria de agradecer ao doutorando Andrew House por sua amizade e todo tempo gasto comigo, em detrimento de seu próprio trabalho, para me auxiliar no aprendizado do funcionamento da centrífuga. Do pessoal de apoio, gostaria de agradecer a Wayne Galbraith, Bart

Thompson e Andrew Muhling por terem me ajudado a fazer as coisas funcionarem tão depressa.

Meu segundo contato com centrífugas, realizado junto à Universidade de Cambridge, foi financiado pela FINEP e pela PETROBRAS, também através de um Convênio entre aquela Universidade e a COPPE/UFRJ. Sendo assim, em Cambridge, eu gostaria de agradecer inicialmente ao Prof. Malcolm Bolton pela incrível oportunidade de poder estudar no Schofield Centrifuge Centre, por todo apoio pessoal e por disponibilizar o material, os técnicos e a centrífuga MK-II para minha pesquisa. Ainda em Cambridge, gostaria de registrar meu agradecimento aos doutorandos Andy Take e Johnny Cheuk pela ajuda na realização dos ensaios, pelas noites viradas na centrífuga, pela diversão nos pubs nas sextas-feiras e pelo companheirismo. Gostaria também de agradecer à equipe do Chief Technician Chris Collinson pelo apoio técnico. Finalmente, não poderia esquecer do Doutorando Marcelo Furtado Silva por todo seu apoio pessoal na minha estadia em Cambridge e pela amizade com que me brindou.

No Laboratório de Geotecnia da COPPE, agradeço ao corpo técnico que tanto me ajudou. Começo a agradecer pelo Luiz de França V. Neto, responsável por várias das idéias e soluções aplicadas neste trabalho bem como por grande parte dos desenhos contidos nele; ao Luiz Mário Fernandes por sua amizade e pela destreza na colagem e montagem das células de carga, bem como por me guiar tantas vezes ao estranho mundo de São Cristóvão, onde tem tudo; ao Mauro D. de Souza pelas horas a fio dedicadas à confecção de várias peças utilizadas neste trabalho; ao Hércio G. de Souza pelas várias consultorias fora de horário sobre assuntos diversos; ao Sérgio Lório pelo apoio com os ensaios triaxiais e o palheta; e aos mateiros Max G. de Souza e Luiz Carlos de Oliveira por aquela incursão à REDUC para pegar material.

Gostaria também de agradecer ao Dr. Paul Dimmock por todo apoio nas simulações numéricas realizadas com o programa ANSYS, bem como pela ajuda no desenvolvimento do aparato 1G. Também não poderia deixar de agradecer aos meus estagiários que tanto me ajudaram ao longo de grande parte desse tempo. Dessa forma, deixo registrado meus agradecimentos ao João Luiz Botelho Duarte pela sua competência, seriedade e dedicação, ao Leonardo Cabral pela sua responsabilidade e empenho, ao Renan Finamore pelo interesse e pela grande ajuda e finalmente ao Paulo Café, Vinicius de Assis, Rodrigo Carvalhal e Felipe Alves pela colaboração.

No IME, agradeço inicialmente ao Cel. Paulo Roberto Dias Morales que brigou para que eu tivesse a oportunidade de fazer o curso de doutorado, me trazendo do Pará de volta pra casa. Agradeço à compreensão e apoio irrestrito do Comando do Instituto Militar de Engenharia na pessoa do Cel. Otávio Hiroyuki Saito, bem como da Chefia da Seção de Fortificação e Construção, nas pessoas dos Maj. Altair dos Santos Ferreira Filho e Marcelo Leão. Também não poderia deixar de agradecer a iniciação na Geotecnia e o incentivo na Pós-Graduação dos meus grandes Mestres Cel. Álvaro Vieira e Profa. Maria José C. Porto A. de Lima.

Finalmente, mas muito especialmente, agradeço à minha esposa por ter compreendido que muitas vezes este árduo caminho exige sacrifícios pessoais, por nunca me deixar desistir de meus objetivos, por sempre estar ao meu lado nos momentos mais difíceis e por ser minha cúmplice em todas as decisões. Mas agradeço principalmente a Deus por ter encontrado nela uma razão para tudo.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

MODELAGEM EM CENTRÍFUGA DE UM PROBLEMA DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

José Renato Moreira da Silva de Oliveira

Maio/2005

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho tem por objetivo abordar, sob o ponto de vista geotécnico, o problema de interação solo-estrutura aplicado a dutos, enterrados superficialmente em solos moles, submetidos a flambagem por carregamento axial causado por gradiente térmico. O foco principal da pesquisa se situa na resistência lateral oferecida pelo solo quando confinando a estrutura. Para tanto, foram realizadas duas séries de ensaios em centrífuga geotécnica, utilizando amostras de argila mole cinza do Rio de Janeiro e amostras produzidas artificialmente a partir de uma mistura de caulim e bentonita. Um aparato experimental de visualização de superfícies de ruptura foi concebido e construído para ensaios de modelagem física convencional. Um programa de velocimetria de partículas por imagem foi desenvolvido e utilizado para obter um campo real de deslocamentos. Uma série de simulações numéricas foi realizada no CENPES/PETROBRAS para comparação de resultados. A partir dos dados obtidos foi proposta uma formulação expedita de cálculo de reações horizontais e verticais, baseada em parâmetros simples do problema.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

CENTRIFUGE MODELLING OF A CASE STUDY OF SOIL STRUCTURE INTERACTION

José Renato Moreira da Silva de Oliveira

Maio/2005

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Department: Civil Engineering

This work focuses, on the light of soil mechanics, the soil-interaction problem of pipes shallowly embedded on soft clay, subjected to axial load due to thermal heating. The main goal is to evaluate the lateral soil reaction when constraining the pipe movement. In that way, two series of geotechnical centrifuge tests have been undertaken using natural soil from a Rio de Janeiro grey clay deposit and an artificial soil mixing kaolin and smectite. A special physical modeling apparatus has been conceived and constructed to allow visualization of the failure surfaces caused by soil-structure interaction. A particle image velocimetry program has also been developed to access the soil displacement pattern. Results has been compared with numerical analysis undertaken at CENPES/PETROBRAS with good agreement. A new formulation has been proposed to quickly evaluate the lateral and vertical soil reaction based on simple parameters.

Índice

Capítulo 1 – Introdução

- 1.1 Generalidades..... pg. 2
- 1.2 O Papel da Modelagem Física..... pg. 2

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

- 2.1 Introdução..... pg. 6
- 2.2 Flambagem de Dutos..... pg. 6
- 2.3 Flambagem Vertical de Dutos em Areia.....pg. 17
- 2.4 Flambagem Lateral de Dutos em Areia..... pg. 24
- 2.5 Flambagem Vertical de Dutos em Argila..... pg. 29
- 2.6 Flambagem Lateral de Dutos em Argila..... pg. 33
- 2.7 A Ruptura por Flambagem Lateral do Duto PE-II.....pg. 39
- 2.8 A Modelagem Centrífuga..... pg. 45
- 2.9 Ferramentas de Investigação para Centrífuga.....pg. 48
- 2.10 Considerações sobre Efeitos de Velocidade em Ensaios de Penetração pg. 55
- 2.11 Considerações Finais.....pg. 70

Capítulo 3 – Aparato Experimental de Ensaios Centrífugos

- 3.1 Introdução..... pg. 74
- 3.2 A Centrífuga da COPPE..... pg. 74
 - 3.2.1 Sistema 1: Motor de Bascular..... pg. 75
 - 3.2.2 Sistema 2: Motor de Rotação..... pg. 76
 - 3.2.3 Sistema 3: Computador de Bordo..... pg. 79
 - 3.2.4 Sistema 4: Computador Externo..... pg. 81
 - 3.2.5 Sistema 5: Atuador Angular.....pg. 85
 - 3.2.6 Sistema 6: Atuador Radial..... pg. 89
 - 3.2.7 Sistema 7: Multiplexador Analógico..... pg. 91
 - 3.2.8 Canal de Amostras..... pg. 92
 - 3.2.9 Colocação e Retirada de Água no Canal.....pg. 96
 - 3.2.10 Câmera de Vídeo.....pg. 97
- 3.3 Concepção Geral do Ensaio..... pg. 97

3.4	Adensamento do Solo por sedimentação.....	pg. 101
3.4.1	Cálculo da Quantidade de Material.....	pg. 104
3.4.2	Cálculo da Variação do Campo Inercial.....	pg. 105
3.4.3	Cálculo dos Recalques durante o Adensamento.....	pg. 108
3.4.4	Cálculo das Tensões durante o Adensamento.....	pg. 109
3.4.5	Cálculo da Umidade durante o Adensamento.....	pg. 112
3.4.6	Cálculo do Inchamento durante a Desaceleração.....	pg. 113
3.4.7	Previsão de Dissipação de Poro-pressões.....	pg. 116
3.4.8	Previsão da Resistência Não-Drenada.....	pg. 117
3.5	Instrumentação do Ensaio.....	pg. 118
3.5.1	Célula de Carga Vertical.....	pg. 120
3.5.2	Célula de Flexão Horizontal.....	pg. 120
3.5.3	Transdutores de Poro-Pressão (PPT).....	pg. 122
3.5.4	Transdutor de Deslocamento (LVDT).....	pg. 124
3.6	Determinação do Perfil de Umidade.....	pg. 125
3.7	Considerações Finais.....	pg. 127

Capítulo 4 – Aparato Experimental de Modelagem Física Convencional

4.1	Introdução.....	pg. 130
4.2	Objetivo e Descrição Sucinta do Aparato 1G.....	pg. 130
4.3	Modelo do Duto.....	pg. 132
4.4	Sistema de Movimentação do Duto.....	pg. 134
4.5	Haste Instrumentada.....	pg. 136
4.6	Câmera Digital.....	pg. 138
4.7	Distorções de Imagem.....	pg. 139
4.8	Considerações sobre Textura Rastreável.....	pg. 145
4.9	Programação da Análise VPI.....	pg. 147
4.10	Calibração do Programa VPI.....	pg. 151
4.11	Considerações Finais.....	pg. 154

Capítulo 5 – Apresentação dos Resultados

5.1	Introdução.....	pg. 157
5.2	Descrição dos Solos Ensaçados.....	pg. 157
5.2.1	O Solo Artificial.....	pg. 157
5.2.2	O Solo Natural.....	pg. 168
5.3	Apresentação dos Ensaios Centrífugos.....	pg. 172
5.3.1	Ensaios sem Solo.....	pg. 172
5.3.1	Ensaios com o Solo Artificial.....	pg. 173
5.3.1	Ensaios com o Solo Natural.....	pg. 176

5.4	Ensaio Centrífgos – Fase de Adensamento.....	pg. 177
5.4.1	Resultados com o Solo Artificial.....	pg. 177
5.4.2	Resultados com o Solo Natural.....	pg. 188
5.5	Ensaio Centrífgos – Fase de Atuação.....	pg. 196
5.5.1	Considerações sobre o Cálculo da Resistência	
	Não-Drenada.....	pg. 196
	5.5.1.1 Simulações Numéricas.....	pg. 199
	5.5.1.1 Análise dos Resultados.....	pg. 203
5.5.2	Resultados com o Solo Artificial.....	pg. 211
5.5.3	Resultados com o Solo Natural.....	pg. 216
5.5.4	Comparações em Termos do Índice de Liquidez.....	pg. 222
5.6	Ensaio de Modelagem Física Convencional.....	pg. 223
5.6.1	Características dos Ensaio Realizados.....	pg. 223
5.6.2	Imagens dos Ensaio.....	pg. 225
5.6.3	Forças Medidas durante os Ensaio.....	pg. 235
5.7	Considerações Finais.....	pg. 240

Capítulo 6 – Análise dos Resultados

6.1	Introdução.....	pg. 243
6.2	Análise dos Ensaio Centrífgos.....	pg. 243
6.2.1	Curvas de Força Horizontal.....	pg. 243
6.2.2	Curvas de Força Vertical.....	pg. 248
6.2.3	Correções devidas à Influência da Haste.....	pg. 251
6.2.4	Imagens da Câmera de Bordo da Centrífga.....	pg. 253
6.2.5	Normalização das Forças Horizontais.....	pg. 256
6.2.6	Normalização das Forças Verticais.....	pg. 264
6.2.7	Variações na Poro-Pressão durante o Arraste Lateral	
	do Duto.....	pg. 269
6.3	Simulações Numéricas da Flambagem Lateral.....	pg. 271
6.4	Análise VPI na Modelagem Física Convencional.....	pg. 279
6.5	Modelo de Comportamento Proposto.....	pg. 289
6.5.1	Fundamentação do Problema.....	pg. 289
6.5.2	Forças Horizontais.....	pg. 290
6.5.3	Forças Verticais.....	pg. 298
6.5.4	Deslocamentos Laterais.....	pg. 304
6.6	Considerações Finais.....	pg. 304

Capítulo 7 – Conclusão

7.1	Introdução.....	pg. 309
-----	-----------------	---------

7.2	Considerações Finais.....	pg. 309
7.3	Sugestões para Futuras Pesquisas.....	pg. 311
	Referências Bibliográficas.....	pg. 312
	Anexo I.....	pg. 321
	Anexo II.....	pg. 326

Lista de Figuras

Capítulo 2

- Figura 2.1 - Representação esquemática da flambagem de dutos devido a gradiente térmico7
- Figura 2.2 - Seqüência de eventos que origina a flambagem de um duto enterrado..8
- Figura 2.3 - Padrões de ruptura para âncoras de placa (MARTIN & COCHARD, 1978)11
- Figura 2.4 - Superfícies de ruptura para flambagem vertical e lateral (FRIEDMANN, 1986)12
- Figura 2.5 - Modelo de ruptura vertical (TRAUTMANN et al., 1985)17
- Figura 2.6 - Resistências máximas ao levantamento de dutos enterrados em areias (TRAUTMANN et al., 1985)18
- Figura 2.7 - Comportamento das curvas força x deslocamento na resistência ao levantamento de dutos em areia (SCHAMINÉE et al., 1990)19
- Figura 2.8 - Mecanismos de ruptura em estágios distintos (WHITE et al., 2001).....20
- Figura 2.9 - Mecanismo de ruptura vertical com dilatância (WHITE et al., 2001).....21
- Figura 2.10 - Mudança do mecanismo de ruptura devido à rotação de tensões (WHITE et al., 2001).....22
- Figura 2.11 - Relação entre força e deslocamento normalizados para ensaios em escala de protótipo e ensaios centrífugos a 10g (PALMER, 2003).....24
- Figura 2.12 - Modelagem hiperbólica e representação bilinear (TRAUTMANN & O'ROURKE, 1985).....25
- Figura 2.13 - Determinação de N_h para projetos de dutos (TRAUTMANN & O'ROURKE, 1985).....26
- Figura 2.14 - Arranjo geral do ensaio centrífugo (ZHANG et al., 2001).....27
- Figura 2.15 - Resultado dos ensaios de arrasto lateral em areia (ZHANG et al., 2001).....28
- Figura 2.16 - Efeito do tempo de adensamento e velocidade de atuação nas curvas de resistência ao levantamento de dutos.....31
- Figura 2.17 - Disposição dos transdutores de poro-pressão no solo (OLIVEIRA, 2002).....32
- Figura 2.18 - Variação nas poro-pressões ao longo do deslocamento do duto com 3 meses de adensamento prévio (OLIVEIRA, 2002).....32

• Figura 2.19 - Variação nas poro-pressões ao longo do deslocamento do duto com 12 meses de adensamento prévio (OLIVEIRA, 2002).....	33
• Figura 2.20 - Aparato de ensaio de flambagem lateral de dutos (PAULIN et al., 1995)	35
• Figura 2.21 - Efeito da profundidade de enterramento no fator de interação solo-estrutura N (PAULIN et al., 1995)	36
• Figura 2.22 - Efeito da velocidade de atuação no fator de interação (PAULIN et al., 1995)	37
• Figura 2.23 - Seção transversal do substrato com movimentações dos fios de macarrão (PAULIN et al., 1995)	38
• Figura 2.24 - Fator de interação solo-estrutura dos ensaios de WANTLAND et al. (1979)	39
• Figura 2.25 - Vista aérea do local do acidente (PETROBRAS, 2000)	40
• Figura 2.26 - Vista aérea do local da ruptura (PETROBRAS, 2000)	41
• Figura 2.27 - Representação esquemática do local do acidente (PETROBRAS, 2000).....	41
• Figura 2.28 - Ensaios de piezocone no local do acidente (PETROBRAS, 2000).....	42
• Figura 2.29 - Ensaios de palheta “in situ” (PETROBRAS, 2000).....	43
• Figura 2.30 - Coeficientes de reação do solo para diversas profundidades de enterramento (PETROBRAS, 2000).....	44
• Figura 2.31 - Correspondência entre a tensão inercial em um modelo e a tensão gravitacional no protótipo (TAYLOR, 1995)	46
• Figura 2.32 - Comparação entre a variação de tensões no modelo e no protótipo (TAYLOR, 1995).....	46
• Figura 2.33 - Modelo esquemático do penetrômetro barra-T (HOUSE et al., 2001)..	50
• Figura 2.34 - Variação do fator de barra com a rugosidade (STEWART & RANDOLPH, 1991).....	51
• Figura 2.35 - Ensaios centrífugos com barra-T e cone (STEWART & RANDOLPH, 1991).....	52
• Figura 2.36 - Ensaios de Palheta durante e após centrifugação (ALMEIDA & PARRY, 1983).....	53
• Figura 2.37 - Pressões atuantes no barra-T e piezocone (HEFER & NEUBECKER, 1999).....	53
• Figura 2.38 - Variação da resistência entre o barra-T e o cone (HEFER & NEUBECKER, 1999)	54
• Figura 2.39 - Resultados de Barra-T versus Palheta no Rio de Janeiro (MACEDO, 2004)	56

- Figura 2.40 - Influência da velocidade de penetração do cone na resistência medida (BEMBEN & MYERS, 1974)57
- Figura 2.41 - Influência da velocidade de penetração na resistência do cone (ROY et al., 1982)58
- Figura 2.42 - Influência da velocidade de rotação da palheta e de penetração do cone na resistência (ALMEIDA & PARRY, 1983)59
- Figura 2.43 - Comparação entre resistência corrigida e efetiva (CAMPANELLA et al., 1982)60
- Figura 2.44 - Variação da resistência de penetração com a velocidade (WATSON & SUEMASA, 2001)61
- Figura 2.45 - Efeito do comprimento dos intervalos de penetração nos ensaios de velocidade variável (RANDOLPH E HOUSE, 2001)62
- Figura 2.46 - Variação da resistência com a velocidade normalizada (HOUSE et al., 2001)70

Capítulo 3

- Figura 3.1 - Esquema de ligação dos sistemas de controle da centrífuga74
- Figura 3.2 - Posições do eixo de rotação da centrífuga da COPPE – Medidas em mm (Gurung et al., 1998)75
- Figura 3.3 - Centrífuga da COPPE com o eixo de rotação em duas posições76
- Figura 3.4 - Seção transversal do conjunto de rotação da centrífuga77
- Figura 3.5 - Painel de Controle da Centrífuga da COPPE77
- Figura 3.6 - Vista interna do Computador de Bordo82
- Figura 3.7 - Console de Controle82
- Figura 3.8 - Programa [Centrífuga] - Janela de Ativação de Canais83
- Figura 3.9 - Programa [Centrífuga] - Janela de Aquisição de Dados84
- Figura 3.10 - Programa [Centrífuga] - Janela de Gráficos84
- Figura 3.11 - Programa [Centrífuga] - Janela de Relação de Canais85
- Figura 3.12 - Atuador angular original desmontado86
- Figura 3.13 - Movimentação do atuador angular86
- Figura 3.14 - Programa [Turntable] - Janela de Programação de Movimentos87
- Figura 3.15 - Atuador angular modificado desmontado e projeto de adaptadores88
- Figura 3.16 - Tacômetro ótico digital utilizado na calibração da velocidade angular .89
- Figura 3.17 - Movimentação do atuador radial.....89

• Figura 3.18 - Programa [Painel de Controle] – Janela de Programação de Movimentos	90
• Figura 3.19 - Conjunto do atuador radial	91
• Figura 3.20 - Caixa de amostras dentro do canal (dimensões em mm)	93
• Figura 3.21 - Seção transversal do canal de amostras – Medidas em mm	94
• Figura 3.22 - Planta baixa do canal de amostras – Medidas em mm	94
• Figura 3.23 - Detalhes do sistema de drenagem da caixa de amostras	95
• Figura 3.24 - Comparação entre caixas de amostras de paredes paralelas e convergentes	96
• Figura 3.25 - Suporte móvel da câmera de vídeo de bordo	98
• Figura 3.26 - Posicionamento do suporte móvel da câmera de vídeo de bordo	99
• Figura 3.27 - Esquema de ensaio, incluindo caixa de amostra e atuadores	100
• Figura 3.28 - Diferenças no aspecto da camada final pelos processos de grumo e lama	102
• Figura 3.29 - União rotativa desenvolvida para introdução da lama na centrífuga em voo (cotas em mm)	103
• Figura 3.30 - Variação do campo inercial ao longo da caixa de amostras	106
• Figura 3.31 - Efeito da variação da gravidade nas poro-pressões hidrostáticas	107
• Figura 3.32 - Efeito da variação da gravidade nas tensões totais após o adensamento	107
• Figura 3.33 - Divisão da camada de lama em n sub-camadas	108
• Figura 3.34 - Variação de tensões totais	112
• Figura 3.35 - Variação de poro-pressões	112
• Figura 3.36 - Ganho de tensão efetiva	113
• Figura 3.37 - Razão de sobre-centrifugação	113
• Figura 3.38 - Variação da umidade na camada ao longo do adensamento	114
• Figura 3.39 - Efeito do inchamento no perfil de umidade de uma amostra 50% adensada	116
• Figura 3.40 - Dissipação esperada de poro-pressões a 10 mm do fundo da caixa	117
• Figura 3.41 - Variação da resistência não-drenada na camada ao longo do adensamento	118
• Figura 3.42 - Haste instrumentada de sustentação do duto (cotas em mm)	119
• Figura 3.43 - Esquema de montagem dos extensômetros	121

- Figura 3.44 - Variáveis envolvidas no dimensionamento do estreitamento da haste121
- Figura 3.45 - Haste com duto, prolongadores, célula de carga e extensômetros utilizados122
- Figura 3.46 - Transdutor de poro-pressão Druck PDCR-81 utilizado nos ensaios ..123
- Figura 3.47 - Árvore de calibração e câmara de acrílico para transdutor de poro-pressão124
- Figura 3.48 - Método inicial de retirada de amostras para determinação de umidade125
- Figura 3.49 - Mini-amostrador para extração de solo em centrífuga126
- Figura 3.50 - Extrusão e fatiamento de amostra de solo natural adensado em centrífuga126

Capítulo 4

- Figura 4.1 - Caixa adaptada com espelho e vidro para visualização de superfícies de ruptura (OLIVEIRA, 2002)131
- Figura 4.2 - Vista frontal do aparato 1G (medidas em mm)132
- Figura 4.3 - Vistas laterais do aparato 1G132
- Figura 4.4 - Visão frontal do aparato 1G montado133
- Figura 4.5 - Visão interna do duto com as placas de teflon grafitado e as molas de ajuste134
- Figura 4.6 - Detalhe do duto, haste instrumentada e carro de reboque do aparato 1G135
- Figura 4.7 - Sistema de movimentação do duto.....136
- Figura 4.8 - Detalhe da instrumentação da haste de suporte do duto.....137
- Figura 4.9 - Esquema de montagem dos extensômetros.....137
- Figura 4.10 - Variáveis envolvidas no dimensionamento do estreitamento da haste138
- Figura 4.11 - Redução da seção da haste para minimizar interferência com o solo139
- Figura 4.12 - Sistema de coordenadas de posicionamento da câmera140
- Figura 4.13 - Sobreposição das malhas padrão e distorcida após a captura da imagem141
- Figura 4.14 - Distorções nas linhas horizontais da malha (pontos) e as respectivas curvas de ajuste (vermelho) e de correção (azul)143

- Figura 4.15 - Distorções nas linhas verticais da malha (pontos) e as respectivas curvas de ajuste (vermelho) e de correção (azul)144
- Figura 4.16 - Variação das funções a_Y , b_Y , c_X e d_X 145
- Figura 4.17 - Separação da imagem original nos três canais de cores148
- Figura 4.18 - Visualização dos marcadores na máxima definição disponível para a imagem149
- Figura 4.19 - Representação da inversão da imagem e posterior detecção de máximos149
- Figura 4.20 - Representação da área de busca no entorno dos marcadores e do deslocamento encontrado entre duas imagens consecutivas150
- Figura 4.21 - Substituição de diversos vetores em uma célula por um único vetor médio151
- Figura 4.22 - Aspecto da matriz de pontos rastreáveis e do procedimento de calibração152
- Figura 4.23 - Campo vetorial de deslocamentos resultado de calibração do Programa VPI153

Capítulo 5

- Figura 5.1 - Misturador industrial batendo solo artificial (esquerda) e natural (direita)158
- Figura 5.2 - Curva Granulométrica do solo artificial utilizado159
- Figura 5.3 - Amostras retiradas e montagem do ensaio de adensamento160
- Figura 5.4 - Curvas de compressão para amostras retiradas de ensaios centrífugos161
- Figura 5.5 - Curvas de compressão para amostras retiradas de ensaios centrífugos161
- Figura 5.6 - Processo de obtenção de corpo de prova a partir de lama de argila....162
- Figura 5.7 - Aspecto de espécime levado à ruptura em ensaio triaxial UU.....163
- Figura 5.8 - Curvas dos ensaios triaxiais UU para as amostras 1, 3 e 4164
- Figura 5.9 - Ensaio em equipamento mini-palheta165
- Figura 5.10 - Curvas de ruptura para as três amostras de argila ensaiadas no mini-palheta166
- Figura 5.11 - Aspecto dos corpos de prova triaxiais com (esquerda) e sem (direita) marcador167
- Figura 5.12 - Curvas dos ensaios triaxiais UU para amostras com e sem marcadores168

- Figura 5.13 - Acesso precário (esquerda) e visão geral (direita) do local de coleta de solo169
- Figura 5.14 - Processo de coleta das amostras de argila mole170
- Figura 5.15 - Curva granulométrica da argila orgânica coletada171
- Figura 5.16 - Variações no peso submerso durante penetração e arrancamento em água173
- Figura 5.17 - Grupo 1 de curvas de adensamento para as amostras de solo artificial177
- Figura 5.18 - Grupo 2 de curvas de adensamento para as amostras de solo artificial178
- Figura 5.19 - Correlação entre a espessura final da camada de argila e o valor final da poro-pressão179
- Figura 5.20 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E04181
- Figura 5.21 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E05181
- Figura 5.22 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E06182
- Figura 5.23 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E09182
- Figura 5.24 - Grupo 1 de perfis de umidade para as amostras de solo artificial183
- Figura 5.25 - Grupo 2 de perfis de umidade para as amostras de solo artificial184
- Figura 5.26 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E01185
- Figura 5.27 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E04185
- Figura 5.28 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E05186
- Figura 5.29 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E09186
- Figura 5.30 - Curvas de adensamento para as amostras de solo natural188
- Figura 5.31 - Curvas de adensamento para as amostras de solo natural189
- Figura 5.32 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R01191
- Figura 5.33 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R02191
- Figura 5.34 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R03192

- Figura 5.35 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R07192
- Figura 5.36 - Perfis de umidade para as amostras R03, R04 e R06 de solo natural193
- Figura 5.37 - Perfis de umidade para as amostras R01, R02 e R07 de solo natural193
- Figura 5.38 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R01.....194
- Figura 5.39 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R02.....195
- Figura 5.40 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R03.....195
- Figura 5.41 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R07.....196
- Figura 5.42 - Superfícies de ruptura desenvolvidas no entorno do duto para as situações: $\alpha=0$ à esquerda, e $\alpha=1$ à direita (RANDOLPH & HOUSLBY, 1984).....197
- Figura 5.43 - Aproximação entre a solicitação superficial de um duto e a de uma sapata198
- Figura 5.44 - Mecanismo de ruptura clássico para uma sapata apoiada em solo coesivo proposto por TERZAGHI (1945)199
- Figura 5.45 - Malha de elementos finitos para a relação $H/D = 17\%$ (BORGES et al, 2005)200
- Figura 5.46 - Malha de elementos finitos para a relação $H/D = 57\%$ (BORGES et al., 2005)200
- Figura 5.47 - Malha de elementos finitos para a relação $H/D = 124\%$ (BORGES et al., 2005)201
- Figura 5.48 - Malha de elementos finitos para a relação $z/D = 500\%$ (BORGES et al., 2005)201
- Figura 5.49 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 17\%$205
- Figura 5.50 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 81\%$205
- Figura 5.51 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 200\%$206
- Figura 5.52 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 600\%$206
- Figura 5.53 - Força vertical normalizada encontrada nas simulações numéricas de penetração vertical para $\alpha = 0,5$ (BORGES et al, 2005)207
- Figura 5.54 - Campo de deslocamentos para 27% de enterramento (BORGES et al, 2005)207
- Figura 5.55 - Campo de deslocamentos para 500% de enterramento (BORGES et al, 2005).....208
- Figura 5.56 - Representação da projeção horizontal do arco de contato da barra com o solo.....208

- Figura 5.57 - Variação do fator de barra com a razão de enterramento210
- Figura 5.58 - Campo de deslocamentos para 57% de enterramento (BORGES et al, 2005)210
- Figura 5.59 - Campo de deslocamentos para 100% de enterramento (BORGES et al, 2005)211
- Figura 5.60 - Grupo 1 de perfis de resistência não-drenada para amostras de solo artificial212
- Figura 5.61 - Grupo 2 de perfis de resistência não-drenada para amostras de solo artificial212
- Figura 5.62 - Resumo dos valores de resistência não-drenada para o solo artificial214
- Figura 5.63 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio E01214
- Figura 5.64 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio E04215
- Figura 5.65 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio E05215
- Figura 5.66 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio E09216
- Figura 5.67 - Perfis de resistência não-drenada para as amostras de solo natural217
- Figura 5.68 - Consolidação dos valores de resistência não-drenada para o solo natural218
- Figura 5.69 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R01219
- Figura 5.70 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R02220
- Figura 5.71 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R03220
- Figura 5.72 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R07221
- Figura 5.73 - Comparação entre valores de Su encontrados e o I_L222
- Figura 5.74 - Fotos iniciais e finais superpostas para H/D=200% e umidade 150%226
- Figura 5.75 - Fotos iniciais e finais superpostas para H/D=100% e umidade 150%227
- Figura 5.76 - Fotos iniciais e finais superpostas para H/D=50% e umidade 150%228
- Figura 5.77 - Movimento de rotação do duto e da haste em torno do ponto de fixação229
- Figura 5.78 - Fotos iniciais e finais superpostas para H/D=200% e umidade 200%231

- Figura 5.79 - Fotos iniciais e finais superpostas para H/D=100% e umidade 200%232
- Figura 5.80 - Fotos iniciais e finais superpostas para H/D=50% e umidade 200%233
- Figura 5.81 - Vista da área cisalhada no caso de 200% de enterramento234
- Figura 5.82 - Forças de atrito vertical e horizontal medidas em ensaio sem solo ...235
- Figura 5.83 - Força horizontal total para os ensaios com 150% de umidade236
- Figura 5.84 - Força horizontal total para os ensaios com 200% de umidade236
- Figura 5.85 - Força horizontal líquida para os ensaios com 150% de umidade237
- Figura 5.86 - Força horizontal líquida para os ensaios com 200% de umidade238
- Figura 5.87 - Força vertical total para os ensaios com 150% de umidade239
- Figura 5.88 - Força vertical total para os ensaios com 120% de umidade239

Capítulo 6

- Figura 6.1 - Reação horizontal do solo artificial para enterramentos inferiores a 100%244
- Figura 6.2 - Reação horizontal do solo artificial para enterramentos superiores a 100%244
- Figura 6.3 - Reação horizontal do solo natural para enterramentos inferiores a 100%247
- Figura 6.4 - Reação horizontal do solo natural para enterramentos superiores a 100%247
- Figura 6.5 - Reação vertical do solo artificial para enterramentos inferiores a 100%249
- Figura 6.6 - Reação vertical do solo artificial para enterramentos superiores a 100%249
- Figura 6.7 - Reação vertical do solo natural para enterramentos inferiores a 100%250
- Figura 6.8 - Reação vertical do solo natural para enterramentos superiores a 100%250
- Figura 6.9 - Influência da haste na mobilização de resistência do solo.....252
- Figura 6.10 - Importância da força na haste em relação à força total medida253
- Figura 6.11 - Seqüência de imagens do Ensaio E01 com H/D = 40%254
- Figura 6.12 - Seqüência de imagens do Ensaio E06 com H/D = 70%254

• Figura 6.13 - Seqüência de imagens do Ensaio E03 com H/D = 118%	255
• Figura 6.14 - Seqüência de imagens do Ensaio E05 com H/D = 175%	255
• Figura 6.15 - Obtenção da resistência não-drenada média para enterramento parcial e total	257
• Figura 6.16 - Grupo 1 de curvas de força horizontal normalizadas para o solo artificial	258
• Figura 6.17 - Grupo 2 de curvas de força horizontal normalizadas para o solo artificial	259
• Figura 6.18 - Curvas de força horizontal normalizadas para o solo natural ($v=0,12$ D/s)	260
• Figura 6.19 - Curvas de força horizontal normalizadas para o solo natural ($v=0,26$ D/s)	261
• Figura 6.20 - Deslocamento lateral do duto na mobilização máxima de resistência nos ensaios centrífugos com o solo natural	262
• Figura 6.21 - Consolidação dos valores da força horizontal normalizada para o solo artificial	263
• Figura 6.22 - Consolidação dos valores da força horizontal normalizada para o solo natural	263
• Figura 6.23 - Grupo 1 de curvas de força vertical normalizadas para o solo artificial	265
• Figura 6.24 - Grupo 2 de curvas de força vertical normalizadas para o solo artificial	266
• Figura 6.25 - Curvas de força vertical normalizadas para o solo natural ($v=0,14$ D/s)	266
• Figura 6.26 - Curvas de força vertical normalizadas para o solo natural ($v=0,26$ D/s)	267
• Figura 6.27 - Consolidação dos valores da força horizontal normalizada.....	267
• Figura 6.28 - Situação comparativa das velocidades normalizadas de arraste utilizadas nos ensaios centrífugos.....	268
• Figura 6.29 - Variação da poro-pressão no fundo da caixa para o solo artificial	269
• Figura 6.30 - Variação da poro-pressão no fundo da caixa para o solo natural	270
• Figura 6.31 - Variações da poro-pressão no fundo da caixa pelo arraste do duto ..	270
• Figura 6.32 - Coeficiente de plastificação do solo para H/D = 17% (BORGES et al., 2005)	274
• Figura 6.33 - Coeficiente de plastificação do solo para H/D = 57% (BORGES et al., 2005)	274

- Figura 6.34 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 81\%$ (BORGES et al., 2005)275
- Figura 6.35 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 124\%$ (BORGES et al., 2005)275
- Figura 6.36 - Forças horizontais normalizadas obtidas por simulações numéricas (BORGES et al., 2005)276
- Figura 6.37 - Forças verticais normalizadas obtidas por simulações numéricas para $H/D < 250\%$ (BORGES et al., 2005)278
- Figura 6.38 - Forças verticais normalizadas obtidas por simulações numéricas para $H/D > 250\%$ (BORGES et al., 2005)278
- Figura 6.39 - Consolidação das forças médias residuais horizontais e verticais normalizadas279
- Figura 6.40 - Deslocamento do duto na mobilização máxima de resistência nas análises numéricas280
- Figura 6.41 - Campos de deslocamento para $w = 150\%$ e $H/D = 50\%$ 281
- Figura 6.42 - Campos de deslocamento para $w = 150\%$ e $H/D = 100\%$ 282
- Figura 6.43 - Campos de deslocamento para $w = 150\%$ e $H/D = 200\%$ 283
- Figura 6.44 - Campos de deslocamento para $w = 200\%$ e $H/D = 50\%$ 284
- Figura 6.45 - Campos de deslocamento para $w = 200\%$ e $H/D = 100\%$ 285
- Figura 6.46 - Campos de deslocamento para $w = 200\%$ e $H/D = 200\%$ 286
- Figura 6.47 - Aproximação do primeiro ciclo do ensaio com $w = 200\%$ e $H/D = 50\%$ 288
- Figura 6.48 - Aproximação do primeiro ciclo do ensaio com $w = 200\%$ e $H/D = 200\%$ 288
- Figura 6.49 - Visão esquemática de mecanismos de ruptura observados nas análises VPI289
- Figura 6.50 - Triângulo fundamental de lados D e $n \cdot H$ 290
- Figura 6.51 - Raio de curvatura da superfície de ruptura para $H/D = 100\%$ e $w = 200\%$ 291
- Figura 6.52 - Raio de curvatura da superfície de ruptura para $H/D = 200\%$ e $w = 150\%$ 291
- Figura 6.53 - Esquema simplificado do procedimento proposto para a força horizontal292
- Figura 6.54 - Visualização gráfica da proposta de cálculo da força horizontal em diversos casos de enterramento294

- Figura 6.55 - Comparação entre a equação proposta e os dados obtidos de força horizontal normalizada residual média295
- Figura 6.56 - Comparação entre a equação proposta e os dados obtidos de força horizontal normalizada de pico296
- Figura 6.57 - Comparação entre propostas de cálculo da força horizontal normalizada297
- Figura 6.58 - Esquema simplificado do procedimento proposto para a força vertical299
- Figura 6.59 - Visualização gráfica da proposta de cálculo da força vertical em diversos casos de enterramento301
- Figura 6.60 - Comparação entre a equação proposta e os dados obtidos de força vertical302
- Figura 6.61 - Comparações com os ensaios utilizando o solo artificial303
- Figura 6.62 - Comparações com os ensaios utilizando o solo natural303
- Figura 6.63 - Resumo dos dados de deslocamento lateral304

Lista de Tabelas

Capítulo 2

- Tabela 2.1 - Constantes para cálculo dos fatores de capacidade de carga horizontais15
- Tabela 2.2 - Valores de fatores de levantamento medidos e calculados (WHITE et al., 2001)22
- Tabela 2.3 - Valores do fator de rigidez do solo C_k (TRAUTMANN & O'ROURKE, 1985)25
- Tabela 2.4 - Condições de pré-carregamento dos ensaios (ZHANG et al., 2001)28
- Tabela 2.5 - Ensaios de levantamento de dutos em centrífuga (Barefoot, 1998)29
- Tabela 2.6 - Valores do fator de interação em função de H/D (PAULIN et al., 1995)37
- Tabela 2.7 - Parâmetros geotécnicos da argila mole do local do acidente (PETROBRAS, 2000).....42
- Tabela 2.8 - Relações de escala em modelos centrífugos (STEWART, 1992)47

Capítulo 3

- Tabela 3.1 - Modelo de chave de seleção de alimentação na placa de seleção de fontes80
- Tabela 3.2 - Alteração do sinal em função de chaveamento na placa de seleção de ganho80

Capítulo 5

- Tabela 5.1 - Valores de referência para a mistura 80% caulim e 20% bentonita (GUIMARÃES et al., 2002)157
- Tabela 5.2 - Resultados de ensaios triaxiais CIU (GUIMARÃES, 2000)159
- Tabela 5.3 - Resultado dos ensaios de adensamento para amostras retiradas da centrífuga161
- Tabela 5.4 - Valores adotados para a tensão de pré-adensamento e para o tempo de repouso das amostras163
- Tabela 5.5 - Resultado dos ensaios triaxiais UU164
- Tabela 5.6 - Valores encontrados para os ensaios de mini-palheta166

- Tabela 5.7 - Quantitativos de material usados nas amostras 1 e 2167
- Tabela 5.8 - Parâmetros obtidos para a argila orgânica natural170
- Tabela 5.9 - Parâmetros encontrados para a argila orgânica natural (ALMEIDA et al, 2001)170
- Tabela 5.10 - Parâmetros de estado crítico encontrados. (ALMEIDA, 1982)171
- Tabela 5.11 - Informações sobre as fases dos ensaios174
- Tabela 5.12 - Principais parâmetros de controle dos ensaios centrífugos com solo artificial175
- Tabela 5.13 - Principais parâmetros de controle dos ensaios centrífugos com solo natural176
- Tabela 5.14 - Valores de espessura de camada e poro-pressão medidos179
- Tabela 5.15 - Parâmetros considerados para cálculos180
- Tabela 5.16 - Grau de adensamento médio, em termos de recalque e por comparação do perfil de umidade, para os ensaios com solo artificial187
- Tabela 5.17 - Valores de espessura de camada e poro-pressão medidos190
- Tabela 5.18 - Parâmetros considerados para cálculos190
- Tabela 5.19 - Parâmetros dos ensaio de modelagem física convencional224

Capítulo 6

- Tabela 6.1 - Valores de deslocamento e velocidade para os ensaios com o solo natural246
- Tabela 6.2 - Importância relativa da força na haste em relação à força total252
- Tabela 6.3 - Valores de resistência não-drenada para todos os ensaios257
- Tabela 6.4 - Valores residuais e de pico da força horizontal normalizada264
- Tabela 6.5 - Valores residuais da força vertical normalizada265
- Tabela 6.6 - Valores da força horizontal normalizada nas simulações numérica e centrífuga (solo natural)277

Notações

LETRAS ROMANAS

B	Largura
c	Coesão
c_c	Índice de Compressão Oedométrica
c_s	Índice de Recompressão Oedométrica
c_h	Coeficiente de Adensamento Horizontal
c_v	Coeficiente de Adensamento Vertical
C_k	Fator de Rigidez do Solo
c_α	Coeficiente de Adensamento Secundário
CR	Cobertura de Solo acima do Duto
D	Diâmetro do Duto
D^*	Diâmetro Efetivo do Duto
e	Índice de Vazios
e_0	Índice de Vazios Inicial
e_{cs}	Índice de Vazios no Estado Crítico
E	Módulo de Elasticidade Longitudinal
f	Fator dependente do Revestimento Externo do Duto
f_1	Frequência de Rotação da Centrífuga
f_2	Frequência de Rotação do Motor
F	Força
F_R	Força Lateral Máxima
F''	Força Lateral Normalizada
F_m	Força Lateral Máxima
F_{up}	Fator de Levantamento de Duto
g	Aceleração da Gravidade Terrestre
G	Módulo de Elasticidade Transversal
G_s	Densidade Real dos Grãos
H	Enterramento do Duto (da superfície do terreno à geratriz inferior)
H^*	Enterramento do Duto (da superfície do terreno ao centro)
h_i	Altura Inicial da Camada de Solo
h_f	Altura Final da Camada de Solo
h_m	altura em escala de Modelo

h_p	Altura em escala de Protótipo
h_w	Altura da Lâmina d'Água
H_w	Altura de Onda
I	Momento de Inércia
I_p	Índice de Plasticidade
k	Gradiente de Ganho de Resistência Não-Drenada
k_n	Constante de Deformabilidade Normal
k_t	Constante de Deformabilidade Tangencial
K_0	Coeficiente de Empuxo no Repouso
K_p	Coeficiente de Empuxo Passivo
L	Comprimento do Duto
L_w	Comprimento de Onda
M	Inclinação da L.E.C. em $p' \times q$
n	Constante
N	Relação entre o Campo Inercial e o Campo Gravitacional (Fator de Escala)
N_b	Fator de Barra
N_h	Fator de Interação Solo-Estrutura Horizontal ou Força Horizontal Normalizada
N_v	Fator de Interação Solo-Estrutura Vertical ou Força Vertical Normalizada
N_{ch}	Fator de Capacidade de Carga Horizontal para Argilas
N_{qh}	Fator de Capacidade de Carga Horizontal para Areias
N_{cv}	Fator de Arrancamento para Argilas
N_{qv}	Fator de Arrancamento para Areias
OCR	Razão de Sobre-Adensamento
P	Força
P_u	Força Horizontal Máxima Mobilizada
P_{ult}	Força Lateral Máxima
p_0	Máximo Excesso de Poro-Pressão
q	Carga Distribuída
Q_d	Máxima Força Vertical de Suporte
Q_u	Máxima Força Vertical de Arrancamento
r	Raio
r	Recalque
r_1	Raio da Centrífuga
r_2	Raio do Motor
R	Força Resultante
R_a	Força Vertical

Rh	força Horizontal
RSC	Razão de Sobre-Centrifugação
S	Saturação
Su	Coesão Não-Drenada
t	Tempo
t	Espessura
t _c	Espessura Crítica de Contato Solo-Barra
t _m	Tempo em Escala de Modelo
t _p	Tempo em Escala de Protótipo
T _u	Máxima Força Axial Mobilizada
T _v	Fator Tempo de Terzaghi
u	Porosidade
U	Grau de Adensamento
v	Velocidade
\bar{v}	Velocidade Normalizada
V	Carga Vertical
V _{max}	Carga Vertical Máxima
w	Umidade
w _i	Umidade Inicial
w _f	Umidade Final
w _p	Umidade Correspondente ao Limite de Plasticidade
w _L	Umidade Correspondente ao Limite de Liquidez
W	Peso da Cunha de Solo
Y''	Deslocamento Lateral Normalizado
Y _f	Deslocamento Lateral na Força Máxima
z	Profundidade

LETRAS GREGAS

α	Fator de Aderência
α	Ângulo do Triângulo com Catetos nH e D
β	Ângulo do Triângulo com Catetos nH e D
δ	Deslocamento
ε	Deformação Específica
ϕ	Ângulo de Inclinação da Força Resultante

γ	Peso Específico do Solo
γ'	Peso Específico Submerso do Solo
γ_a	Peso Específico da Água
λ	Inclinação da L.A.I. em e x $\ln p'$
ν	Coefficiente de Poisson
φ	Ângulo de Atrito Interno do Solo
φ'	Ângulo de Atrito Interno Efetivo do Solo
μ	Coefficiente de Atrito Duto-Solo
σ	Tensão Normal
σ_v	Tensão Vertical Total
σ'_v	Tensão Vertical efetiva
τ	Tensão Cisalhante
ω	Velocidade Angular de Rotação
ψ	Ângulo de Dilatância
Δ_p	Deslocamentos Horizontais do Duto

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 GENERALIDADES

O presente trabalho trata do estudo da interação solo-estrutura aplicada ao fenômeno da flambagem térmica de dutos aquecidos. Para tanto foram realizados ensaios de modelagem física convencional e em centrífuga geotécnica para comparação com resultados de análises numéricas.

O tema em estudo foi motivado pelo acidente ocorrido em janeiro de 2000 com o duto PE-II da PETROBRAS, no Rio de Janeiro, nas proximidades da Refinaria Duque de Caxias, quando um milhão de litros de óleo cru foram jogados na Baía de Guanabara. O Capítulo 2 aborda o assunto de maneira mais detalhada.

Foram utilizados nos ensaios dois tipos diferentes de solos, sendo um artificial, preparado à base de caulim e bentonita, e o outro solo natural, retirado da Baía de Guanabara, Rio de Janeiro, nas proximidades do local do acidente mencionado.

Pretende-se estabelecer uma nova rotina de ensaios de modelagem física, especialmente em centrífuga, que possa subsidiar análises numéricas, tanto em termos de valores de referência, quanto em termos de resultados.

Cabe ainda observar que essa foi a primeira tese da COPPE com ensaios realizados em centrífuga geotécnica, tendo sido inclusive o primeiro trabalho com utilização dos sistemas de atauação, que serão comentados no Capítulo 3. Dois trabalhos anteriores estão relatados em GURUNG et al. (1998) e PIRES (2000), envolvendo migração de contaminantes e adensamento, respectivamente.

1.2 O PAPEL DA MODELAGEM FÍSICA

A modelagem física é hoje um importante ramo da Geotecnia moderna, concentrando esforços em simulações cada vez mais eficientes e complexas. Dentro da modelagem física, um ramo em especial vem crescendo de importância – a modelagem centrífuga (SCHOFIELD, 1980) – por possibilitar a simulação de diversas situações de interesse da engenharia com grande economia de tempo e recursos.

No entanto, especialmente em outros ramos da engenharia, a modelagem física tem perdido espaço para a simulação numérica. O crescente desenvolvimento das técnicas computacionais aliado aos custos relativamente baixos dos sistemas informatizados têm tornado essa alternativa cada vez mais viável.

Assim sendo, o engenheiro procura estabelecer os limites onde os investimentos em uma ou outra técnica são justificáveis. Cabe salientar que, por terem arcabouços completamente distintos, essas análises são complementares, e não isoladas. Ambas possuem vantagens e desvantagens dissociadas. Enquanto a simulação numérica é perfeitamente capaz de considerar escalas naturais sem restrições de orçamento, as hipóteses simplificadoras e a limitação de parâmetros envolvidos raramente permite a observação de efeitos secundários, especialmente aqueles ligados a fenômenos pouco conhecidos. Já a modelagem física, não obstante possua muita flexibilidade, pode padecer de distorções em seus resultados devido a efeitos de escala.

Na realidade, todas essas variáveis devem ser controladas de maneira que uma técnica balize a outra, obtendo-se, do confronto desses resultados, uma simulação mais próxima da realidade, com o menor custo.

Nesse contexto, a modelagem centrífuga vem potencializar as possibilidades da modelagem física, principalmente por suas características peculiares. Os modelos centrífugos mantêm relações de proporcionalidade inversa entre o campo inercial gerado e as dimensões do protótipo. Dessa maneira, a técnica viabiliza a utilização de modelos menores e mais baratos. No entanto, a grande vantagem desse método para a geotecnia reside na aceleração dos efeitos dos fenômenos ligados ao adensamento. A escala de tempo no modelo para esses efeitos é extremamente vantajosa, permitindo uma redução considerável em relação ao protótipo.

RANDOLPH & HOUSE (2001) discutiram os papéis complementares das modelagens física e computacional na engenharia geotécnica, enumerando algumas razões pelas quais a modelagem física torna-se importante frente à numérica, tanto em propósitos de pesquisa quanto de projeto:

- Complexidade de processos construtivos devido à geometria, grandes deformações ou interações complexas com o solo, como por exemplo: capacidade de carga de

estacas, desempenho de âncoras enterradas, quantificação dos efeitos de *jet grouting*, etc;

- Fenômenos ligados a relaxação e adensamento secundário, como por exemplo estacas carregadas por aterros;
- Efeitos de carregamentos cíclicos, como por exemplo: liquefação induzida por terremotos, fundações *off-shore*, etc;
- Processos de transporte através do solo, como por exemplo remediação de áreas contaminadas;
- Limitação às respostas do solo, como por exemplo: comportamento não-linear, anisotropia, acúmulo de danos em materiais cimentados, etc.

Conforme citado pelos autores, essa lista não pretende ser exaustiva, tendo tão somente a função de ilustrar as complexidades dos problemas da engenharia geotécnica, permitindo uma melhor reflexão sobre as vantagens e desvantagens de modelos físicos e numéricos e seus papéis complementares.

RANDOLPH & HOUSE (2001) discorrem ainda sobre o efeito de escala em modelos físicos, amplamente discutido em simulações dessa natureza. Na realidade, diversos autores concluíram que, respeitados alguns limites de redução, o efeito de escala pode ser desconsiderado. Por exemplo, OVESEN (1979) coloca que, com algumas exceções, dimensões estruturais da ordem de 20 a 30 vezes o tamanho das partículas de solo envolvidas na análise são suficientes para evitar o efeito escala.

Na realidade, essas limitações de escala também são aplicáveis a análises numéricas, uma vez que a maioria dos modelos matemáticos é baseada na mecânica do contínuo, dificultando a incorporação de efeitos de partícula, essenciais no desenvolvimento de alguns fenômenos geotécnicos.

Assim sendo, dados de monitoramento em escala natural, assim como de modelagem física, devem ser usados para calibrar e demonstrar a adequação de modelos conceituais, aumentando significativamente a confiabilidade dos resultados obtidos, permitindo assim que estes possam estar o mais próximo possível da realidade.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

2.1 INTRODUÇÃO

Esse capítulo objetiva fazer uma abordagem concisa dos conceitos mais aceitos pela comunidade científica internacional, na área específica de interação solo-estrutura aplicada a dutos enterrados. Subsidiariamente, alguns assuntos de caráter mais abrangente também serão abordados como complemento necessário a um embasamento sólido do assunto. Sendo assim, procurou-se enfatizar a visão geotécnica do fenômeno, agregando o recente esforço internacional no sentido de melhor caracterizar as condicionantes do problema.

2.2 FLAMBAGEM DE DUTOS

O uso, por companhias petrolíferas, de dutos *onshore* e *offshore* para transporte de óleo vem crescendo continuamente em todo mundo. Mesmo considerando-se os altos custos construtivos e as dificuldades inerentes à instalação das linhas, cada vez mais atenção é dada às condicionantes de projeto, especialmente à validade dos modelos de interação solo-estrutura adotados. Essa apreensão encontra sustento nas sérias conseqüências econômicas e ambientais de acidentes relacionados a mudanças de premissas iniciais de projeto de difícil previsão, tais como dinâmica de margens e canais.

Um dos aspectos mais importantes quanto à segurança de dutos contra ruptura estrutural está relacionado à flambagem térmica da linha. Segundo TIMOSHENKO & GERE (1961), quando uma coluna ideal perfeitamente reta, engastada na base e livre no topo, é comprimida por uma carga P inferior a um determinado valor crítico, a forma reta de equilíbrio elástico é estável. Isto significa que qualquer pequeno deslocamento lateral aplicado desaparece ao cessar a ação. Por outro lado, se a carga P exceder um determinado valor crítico, a forma reta de equilíbrio elástico é instável, e qualquer pequeno deslocamento lateral aplicado provoca uma deflexão que não mais desaparece, i.e., a peça flamba.

Assim sendo, o valor crítico a partir do qual o equilíbrio passa a ser instável é dito carga crítica de flambagem. Certamente que em situações reais não existe uma coluna ideal, sendo as imperfeições existentes nas peças as responsáveis diretas pelos deslocamentos laterais na configuração deformada.

Em termos gerais, a equação clássica da deformada da flambagem (2.1), descrita em TIMOSHENKO & GERE (1961), considera a rigidez à flexão da peça EI , a força axial P e a carga distribuída q necessária para que uma viga idêntica à coluna em questão adquira a mesma configuração deformada. A solução dessa equação fornece a carga crítica de flambagem para a peça.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} = q \quad (2.1)$$

No caso específico da flambagem térmica de uma linha de dutos, muito embora o problema seja essencialmente o mesmo descrito anteriormente, existem algumas considerações particulares.

A necessidade do aumento da temperatura e da pressão para viabilizar o fluxo do óleo na linha de transporte transmite diretamente ao duto um significativo gradiente de temperatura causando imediata dilatação térmica longitudinal. Caso a linha não esteja livre para se expandir, tensões axiais compressivas se formam ao longo do duto. Quando a força gerada por essas tensões, equivalente à força P axial, excede potencialmente as forças externas de contenção e a rigidez à flexão da peça, instaura-se um equilíbrio instável e portanto uma forte tendência de flambagem (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Representação esquemática da flambagem de dutos devido a gradiente térmico.

A Figura 2.2 ilustra uma possível seqüência de eventos que origina a flambagem, no caso vertical, de um duto enterrado. Inicialmente, o duto é posicionado à temperatura ambiente no leito marinho irregular, podendo ser posteriormente enterrado ou ficar simplesmente apoiado sobre o solo. A carga axial devida a restrições de movimentação é praticamente nula antes da utilização da linha. Com o início da passagem do óleo aquecido, inicia-se também a ciclagem térmica, provocando continuamente o aumento e a redução das tensões

axiais. Quando surgem concentrações de tensões axiais, devidas a restrições de expansão em um determinado trecho, imperfeições existentes na linha provocam uma instabilidade local e a peça flamba procurando uma nova configuração de equilíbrio. No entanto, essa configuração deformada provoca concentrações de tensões trativas e compressivas em posições diametralmente opostas ao longo das seções transversais do duto. Esses ciclos de tensões acabam por provocar a ruptura localizada do material constituinte, na posição mais deformada, i.e., a mais afastada da configuração inicial.

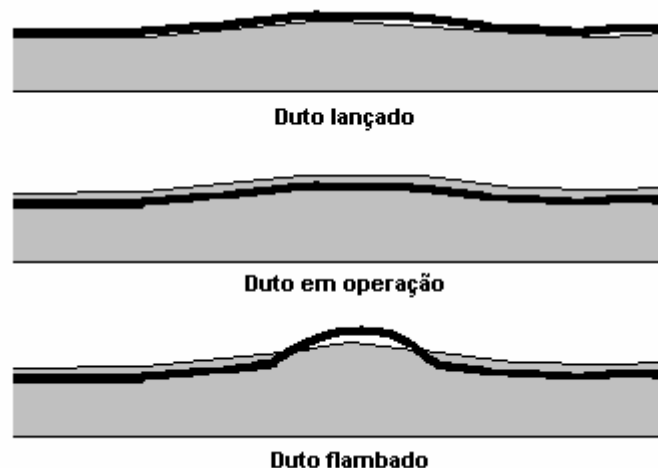


Figura 2.2 – Seqüência de eventos que origina a flambagem de um duto enterrado.

Dois aspectos principais afetam diretamente a previsão da flambagem de um duto. São eles o atrito axial entre a estrutura e o solo, e a resistência à ruptura do solo de contenção. O primeiro aspecto vem sendo simulado por meio de modelos bastante simplificados, apresentados mais detalhadamente em FINCH (1999). Muito embora este tópico mereça grande atenção, uma vez que representa a orientação longitudinal do problema de interação solo-duto, o mesmo não será abordado nessa dissertação por fugir aos objetivos estabelecidos nas diretrizes iniciais de estudo. Assim sendo, o segundo aspecto, representativo da orientação transversal do problema, será objeto de uma abordagem mais minuciosa por materializar o objetivo central dessa pesquisa.

Inicialmente, uma característica importante a ser verificada é a tendência da configuração deformada da linha, i.e., a tendência à instabilidade na direção lateral ou vertical. PALMER et al. (1990) descrevem a flambagem vertical como estando diretamente relacionada ao fato do duto estar enterrado, enquanto a lateral estaria diretamente relacionada ao fato do duto estar parcialmente ou totalmente desenterrado.

Na realidade, a tubulação sempre procurará a configuração de menor resistência para impor a movimentação contra o solo. Em dutos semi-enterrados, ou rasos, em solos menos resistentes, a tendência é pelo deslocamento lateral, uma vez que o peso do duto oferecerá resistência maior ao levantamento. Já para dutos enterrados a profundidades maiores, em solos mais resistentes, a tendência é pelo deslocamento vertical, em função da maior dificuldade do duto em romper lateralmente o solo. Os fatores de resistência do solo e as profundidades de enterramento são cruciais nestes tipos de análises.

Como os solos apresentam, em geral, correlação estreita entre resistência e profundidade, existe uma profundidade crítica, relacionada a uma resistência crítica, a partir da qual o duto encontra menos dificuldade em subir, a despeito de seu próprio peso, do que se deslocar lateralmente. Essa profundidade define a mudança de comportamento, e portanto, a mudança de tendência.

No entanto, o estudo do fenômeno da flambagem de dutos vem sendo feito de maneira compartimentada, separando-se totalmente a variante lateral da vertical. Modelos matemáticos baseados em imperfeições iniciais diversas foram idealizados por vários autores, porém sem considerar a resistência provida pela cobertura da camada de solo.

PALMER et al. (1990) utilizaram uma senoide na Equação (2.1) para definir uma disposição inicial da linha de dutos lançada sobre o leito marinho e determinar as principais configurações deformadas. Esse processo, muito embora permita a utilização analítica da equação de comportamento do fenômeno de uma maneira simples, não introduz grandes vantagens sobre a utilização de métodos numéricos em uma análise mais realística.

Com o objetivo de aumentar a carga axial limite na linha de dutos, algumas técnicas como o lançamento de pedras em intervalos pré-determinados ao longo da estrutura passaram a ser adotados. Assim sendo, novas considerações sobre o perfil de assentamento precisavam ser feitas com o objetivo de otimizar a posição dos lançamentos, numa tentativa de reduzir os altos custos inerentes à técnica. HOBBS & LIANG (1989) adotaram modos iniciais de imperfeições para melhor definir o posicionamento de restrições de pedra lançada. ELLINAS et al. (1990) também relatam a mesma técnica de lançamento de pedras em linhas no Mar do Norte, com resultados satisfatórios, apesar do alto custo.

Dessa forma, fica cada vez mais evidente que o comportamento de uma linha de dutos à flambagem possui poderoso ferramental de análise, com considerações diversas sobre deformações iniciais passíveis de serem representadas em modelos numéricos. No entanto, o comportamento do solo confinante, nesse processo, é relativamente pouco depurado, sendo de grande impacto econômico sobre o custo final dos procedimentos de reforço, isso quando necessário. Assim sendo, torna-se imprescindível que os modelos matemáticos, além das considerações estruturais de imperfeições e cargas axiais térmicas, levem em conta, da maneira mais realística possível, a capacidade de absorção, pelo substrato, das tensões induzidas na solicitação. Essas considerações evidenciam a importância da abordagem geotécnica da interação solo-duto para uma melhor compreensão dos processos envolvidos.

A seguir serão referenciados alguns dos trabalhos mais recentes sobre movimentação vertical e lateral de dutos que incluem uma abordagem geotécnica mais pormenorizada do assunto. Apesar da presente dissertação pretender se aprofundar no caso específico de movimentação lateral de dutos enterrados superficialmente em argila, optou-se por descrever alguns trabalhos sobre movimentação vertical, bem como abordar o comportamento tanto de argilas quanto de areias. Entende-se que essas diferenças são importantes para uma melhor compreensão da matéria.

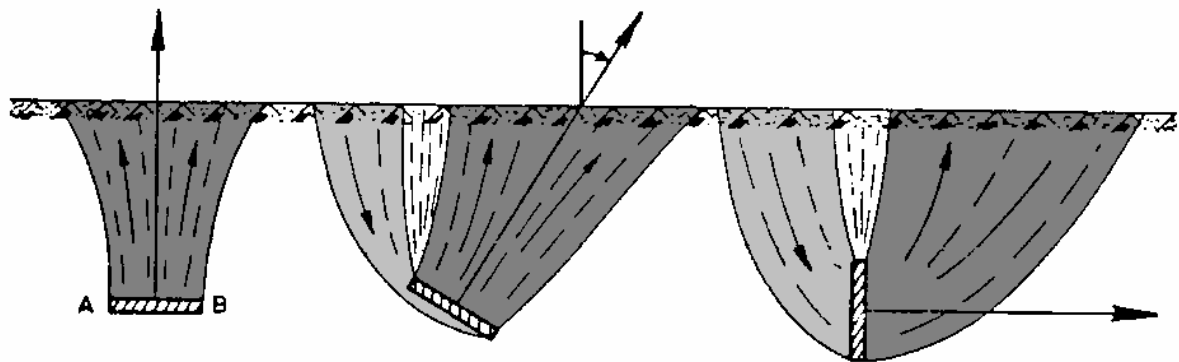
Pretende-se inicialmente abordar a questão do enterramento e a mudança de mecanismos de ruptura em função da profundidade. Certamente que o termo superficial, quando aplicado a um tipo de fundação, é relativo, dependendo das dimensões do elemento bem como do material constituinte do substrato. Assim sendo, é preciso considerar mecanismos diferenciados em profundidades que definam uma ruptura superficial ou profunda. MARTIN & COCHARD (1978) apresentaram um estudo sobre os padrões cinemáticos de ruptura observados em âncoras de placa, quando enterradas em pouca, média e grande profundidade.

Segundo os autores, em rupturas superficiais, o arrancamento das âncoras de placa promove uma elevação do solo na zona submetida a empuxo passivo e um afundamento na zona submetida a empuxo ativo, sendo que ambas as linhas de ruptura atingem a superfície. Em médias profundidades apenas a superfície de ruptura da porção do solo submetida ao empuxo passivo atinge a superfície. Finalmente, em grandes profundidades as superfícies de ruptura permanecem localizadas em torno da placa. Assim sendo, existem padrões de ruptura teóricos baseados em tensões ativas e passivas para os casos

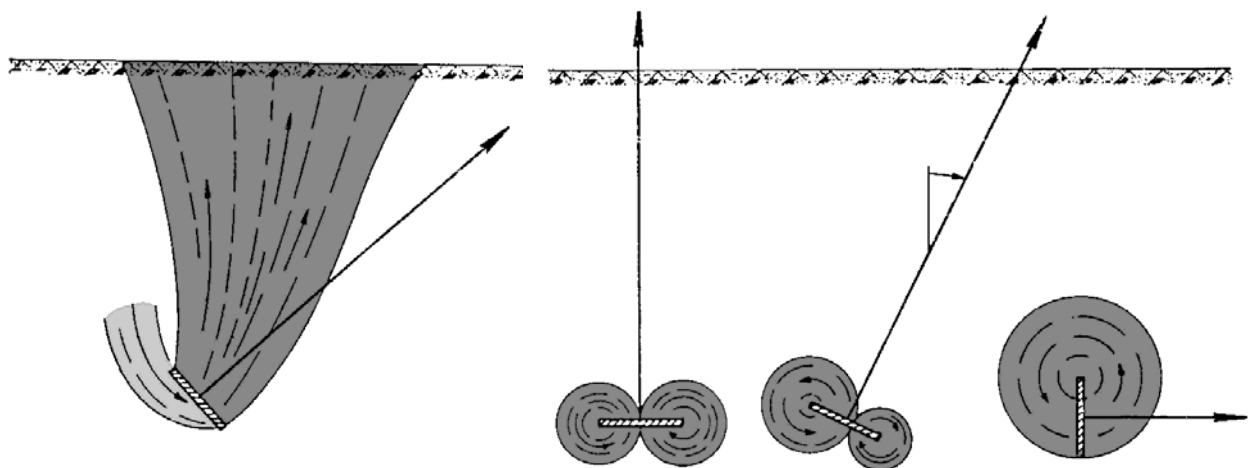
superficiais e de média profundidade; bem como caminhos circulares em rupturas profundas. A Figura 2.3 apresenta os padrões de comportamento propostos pelos autores.

Cabe ressaltar a abordagem para rupturas em grandes profundidades quando, à medida que a placa se inclina de uma posição horizontal para uma vertical, o fluxo bilateral se torna unilateral e de maior amplitude. Esse sistema considera a variação de resistência entre o solo acima e abaixo da placa, mostrando uma tendência de ruptura na região mais fraca.

Certamente que essas observações dizem respeito a placas planas e não elementos circulares, no entanto, as proposições apresentadas trazem importantes indicações sobre o comportamento de objetos enterrados submetidos a arraste.



(a) Ruptura superficial



(b) Ruptura a meia profundidade

(c) Ruptura profunda

Figura 2.3 – Padrões de ruptura para âncoras de placa (MARTIN & COCHARD, 1978).

O trabalho de FRIEDMANN (1986) relata o estado-da-arte, para a época, sobre o comportamento de interação solo-estrutura aplicado a dutos superficialmente enterrados e apresenta um modelo simplificado de análise.

Inicialmente, de maneira genérica, FRIEDMANN (1986) apresenta um resumo sobre o comportamento de dutos enterrados superficialmente, mostrando que a resistência máxima à flambagem depende da cobertura e das propriedades do solo, da ação de ondas na superfície, das características do duto e das imperfeições iniciais. A Figura 2.4 apresenta os mecanismos de ruptura vertical e lateral adotados pelo autor.

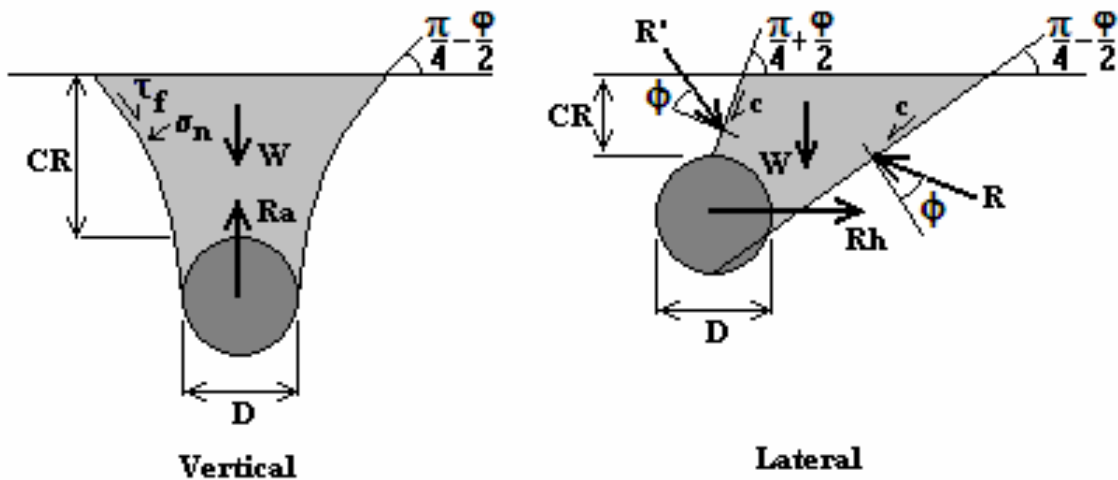


Figura 2.4 – Superfícies de ruptura para flambagem vertical e lateral (FRIEDMANN, 1986).

Para a flambagem vertical FRIEDMANN (1986) formaliza a equação abaixo, onde c e φ são a coesão e o ângulo de atrito do solo, respectivamente, e γ' é o peso específico submerso.

$$Ra = c \cdot Fa \cdot D + (\gamma' \cdot Fb - k \cdot p_0 \cdot \tilde{F}b) D^2 \quad (2.2)$$

sendo

$$Fa = \frac{2 \cdot \zeta \cdot \cos^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \quad (2.3)$$

$$Fb = \frac{1}{2} \zeta^2 \sin 2\varphi + \zeta - \frac{\pi}{8} \quad (2.4)$$

$$\zeta = \frac{1}{2} + \frac{CR}{D} \quad (2.5)$$

onde k é o número de onda – dado por $2\pi/L_w$, sendo L_w o comprimento da onda que passa por sobre o duto – e p_0 é o máximo excesso de poro-pressão no leito marinho dado pela equação:

$$p_0 = \frac{\gamma_a \cdot H_w}{2 \cosh(k \cdot h_w)} \quad (2.6)$$

sendo H_w é altura da onda, h_w a altura da lâmina d'água e γ_a é o peso específico da água. O coeficiente cíclico $\tilde{F}b$ é função de φ , CR/D e da frequência de onda.

Embora as superfícies de ruptura representadas na Figura 2.4 sejam coerentes, o equacionamento dado pelo autor à resistência Ra do solo leva em conta um excesso de poro-pressão dependente da altura de coluna d'água, evidenciado pelo termo em p_0 . Essa colocação está em desacordo com o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, quando afirma que a variação na altura de coluna d'água provoca variação na resistência do solo.

A ASCE (2001), American Society of Civil Engineers, apresenta, em suas diretrizes para o projeto de dutos metálicos enterrados, orientações para a representação do comportamento de solos argilosos e arenosos. Segundo a norma, o efeito confinante do solo pode ser representado por molas axiais, laterais e verticais não-lineares discretas distribuídas ao longo do duto. Essas últimas ainda são divididas em verticais de arrancamento (superiores) e de suporte (inferiores).

Os autores colocam que as propriedades representativas do solo de recobrimento do duto devem ser usadas para o cálculo das forças de mola axiais, enquanto as outras forças de mola devem se basear nas propriedades indeformadas do solo. A utilização de propriedades do solo de recobrimento apenas é apropriada para o cálculo da força horizontal e vertical de arrancamento quando se puder garantir que o alcance do movimento do duto, relativamente ao solo de recobrimento, não vai além do material da trincheira de escavação.

A norma ainda atesta que a força horizontal de dutos dispostos no leito marinho aumenta gradualmente com o deslocamento em função da formação de uma onda de solo à frente da

estrutura, e que a determinação do coeficiente de mola lateral do solo para estas condições requer a consulta de projetistas de grande prática e não foram levadas em conta no trabalho.

As diretrizes expõem ainda que as expressões apresentadas para máxima força de mola são baseadas em dados de laboratório e de campo experimentais, bem como em aproximações geotécnicas de estruturas relacionadas como estacas, âncoras de placa, e sapatas longas.

A seguir serão apresentadas as equações propostas para o cálculo das máximas forças mobilizadas para as três direções de sollicitação. Para os coeficientes de mola axiais, a máxima força mobilizada por metro de duto é dada por:

$$T_U = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot Su + \pi \cdot D \cdot H^* \cdot \gamma' \cdot \frac{1 + K_0}{2} \operatorname{tg} \delta \quad (2.7)$$

onde D é o diâmetro do duto, Su é a resistência não-drenada do solo, H* é a profundidade medida até o centro do duto, K₀ é coeficiente de empuxo no repouso, α é o fator de aderência, δ é o ângulo de atrito entre duto e solo. Foi proposta ainda uma equação para cálculo do fator de aderência α, baseada em Su, desta vez expresso em kPa/100.

$$\alpha = 0,608 - 0,123 \cdot Su - \frac{0,274}{Su^2 + 1} + \frac{0,695}{Su^3 + 1} \quad (2.8)$$

$$\delta = f \cdot \varphi \quad (2.9)$$

onde φ é o ângulo de atrito interno do solo, e f é um fator dependente do revestimento externo do duto, relacionando δ com o ângulo de atrito na interface solo-duto. Os valores de f para metal rugoso e metal liso são 0,8 e 0,7, respectivamente. Os deslocamentos previstos para a mobilização de T_U são de 8mm e 10 mm para argilas rijas e moles, respectivamente.

Para os coeficientes de mola laterais, a máxima força por metro de duto é dada por:

$$P_U = N_{ch} \cdot Su \cdot D + N_{gh} \cdot \gamma' \cdot H \cdot D \quad (2.10)$$

$$N_{ch} = a + b \cdot x + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (2.11)$$

$$N_{qh} = a + b \cdot x + c \cdot x^2 + d \cdot x^3 + e \cdot x^4 \quad (2.12)$$

$$x = \frac{H^*}{D} \quad (2.13)$$

onde N_{ch} é o fator de capacidade de carga horizontal para argilas (0 quando $c = 0$) e N_{qh} para areias (0 quando $\varphi = 0$). A Tabela 2.1 apresenta os valores das constantes representadas nas equações.

Tabela 2.1 – Constantes para cálculo dos fatores de capacidade de carga horizontais.

Fator	φ	a	b	c	d	e
N_{ch}	0°	6,752	0,065	-11,063	7,119	-
N_{qh}	20°	2,399	0,439	-0,03	1,059x10 ⁻³	-1,754x10 ⁻⁵
N_{qh}	25°	3,332	0,839	-0,090	5,606x10 ⁻³	-1,319x10 ⁻⁴
N_{qh}	30°	4,565	1,234	-0,089	4,275x10 ⁻³	-9,159x10 ⁻⁵
N_{qh}	35°	6,816	2,019	-0,146	7,651x10 ⁻³	-1,683x10 ⁻⁴
N_{qh}	40°	10,959	1,783	0,045	-5,425x10 ⁻³	-1,153x10 ⁻⁴
N_{qh}	45°	17,658	3,309	0,048	-6,443x10 ⁻³	-1,299x10 ⁻⁴

Os deslocamentos relacionados a P_U podem ser calculados por:

$$\Delta_p = 0,04 \cdot \left(H^* + \frac{D}{2} \right) \leq 0,10 \cdot D \text{ a } 0,15 \cdot D. \quad (2.14)$$

Para os coeficientes de mola verticais de arrancamento, a equação apresentada foi baseada em ensaios com modelos físicos e modelos teóricos. Por essa razão, a sua aplicabilidade é limitada a profundidades de enterramento relativamente pequenas.

$$Q_U = N_{cv} \cdot Su \cdot D + N_{qv} \cdot \gamma' \cdot H^* \cdot D \quad (2.15)$$

onde N_{cv} é o fator de arrancamento para argilas (0 quando $c = 0$) e N_{qv} para areias (0 quando $\varphi = 0$).

$$N_{cv} = 2 \left(\frac{H^*}{D} \right) \leq 10 \quad (2.16)$$

$$N_{qv} = \left(\frac{\varphi \cdot H^*}{44 \cdot D} \right) \leq N_q \quad (2.17)$$

N_q está definido adiante. O deslocamento na mobilização da força máxima é de $0,01H^*$ a $0,02H^*$ para areias de densas a fofas, respectivamente, e $0,1H^*$ a $0,2H^*$ para argilas de rijas a moles, respectivamente.

No cálculo do coeficiente de mola vertical de suporte, a equação adotada foi:

$$Q_d = N_c \cdot Su \cdot D + N_q \cdot \gamma' \cdot H^* \cdot D + N_\gamma \cdot \gamma \frac{D^2}{2} \quad (2.18)$$

$$N_c = [Cot(\varphi + 0,001)] \left\{ e^{[\pi \cdot tg(\varphi + 0,001)]} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\varphi + 0,001}{2} \right) - 1 \right\} \quad (2.19)$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot tg \varphi)} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.20)$$

$$N_\gamma = e^{(0,18 \cdot \varphi - 2,5)} \quad (2.21)$$

O deslocamento previsto na mobilização de carga Q_d é $0,1D$ para areias e $0,2D$ para argilas.

Muito embora tenha sido proposto, pela ASCE (2001), um equacionamento para o comportamento de argilas, não foi feita qualquer menção sobre a que velocidade foram realizados os ensaios de base da pesquisa. Essa informação torna-se muito importante quando se leva em conta que a resistência depende diretamente da velocidade.

Além dos trabalhos de caráter mais abrangente já mencionados, existe uma série de abordagens mais específicas sobre o assunto, onde a direção da flambagem e o material constituinte do solo são analisados separadamente. Assim sendo, dividiu-se a matéria em seções isoladas cujos tópicos principais são flambagem vertical e horizontal de dutos em areia e argila.

2.3 DESLOCAMENTO VERTICAL DE DUTOS EM AREIA

Entre os trabalhos pioneiros de maior aceitação na análise de interação solo-estrutura, do ponto de vista geotécnico, está o de TRAUTMANN et al. (1985) que apresentou uma série de ensaios de levantamento de dutos enterrados em areias secas fofas, medianamente compactas e compactas. Os autores apresentaram também um conjunto de previsões de resistência ao levantamento de dutos, baseado em formulações já existentes para objetos enterrados sob condições de estado plano de deformações.

Um modelo de ruptura vertical simplificado também foi proposto por TRAUTMANN et al. (1985) para utilização em projetos como uma alternativa mais fácil de avaliar a resistência oferecida pelo solo ao levantamento do duto (Figura 2.5).

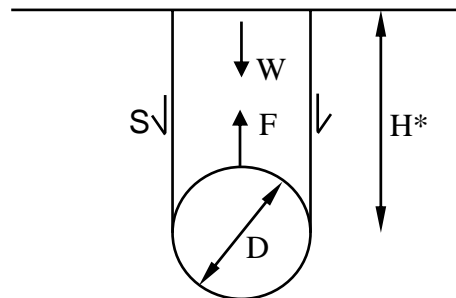


Figura 2.5 – Modelo de ruptura vertical (TRAUTMANN et al., 1985).

A Equação (2.22), também proposta por TRAUTMANN et al. (1985), fornece a máxima resistência ao levantamento F_m

$$F_m = \left[1 - \frac{\pi}{8} \cdot \frac{D}{H^*} + K \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H^*}{D} \right] \gamma \cdot H^* \cdot D \cdot L \quad (2.22)$$

onde H^* é a profundidade de enterramento do duto medida até o seu eixo; D é o diâmetro do duto; L é o comprimento do duto; φ é o ângulo de atrito do solo; e K é o coeficiente de empuxo.

TRAUTMANN et al. (1985) concluem que o coeficiente de empuxo K pode ser adotado como sendo 0,50; 0,65 e 0,70 para areias fofas, medianamente compactas e compactas,

respectivamente, mostrando boa correlação com os valores de resistência ao levantamento medidos.

TRAUTMANN et al. (1985) também propuseram a adoção de uma força adimensional, definida como $F/(\gamma \cdot H^* \cdot D \cdot L)$, e uma profundidade adimensional, definida como H^*/D , com o objetivo de melhor comparar as resistências máximas (de pico) encontradas durante o levantamento dos dutos e avaliar o comportamento com respeito à compactidade da areia e à altura de enterramento. A Figura 2.6 sumariza os valores encontrados nos ensaios e mostra claramente o ganho de resistência ao levantamento do duto tanto com o aumento da profundidade de enterramento quanto com o aumento da compactidade da areia.

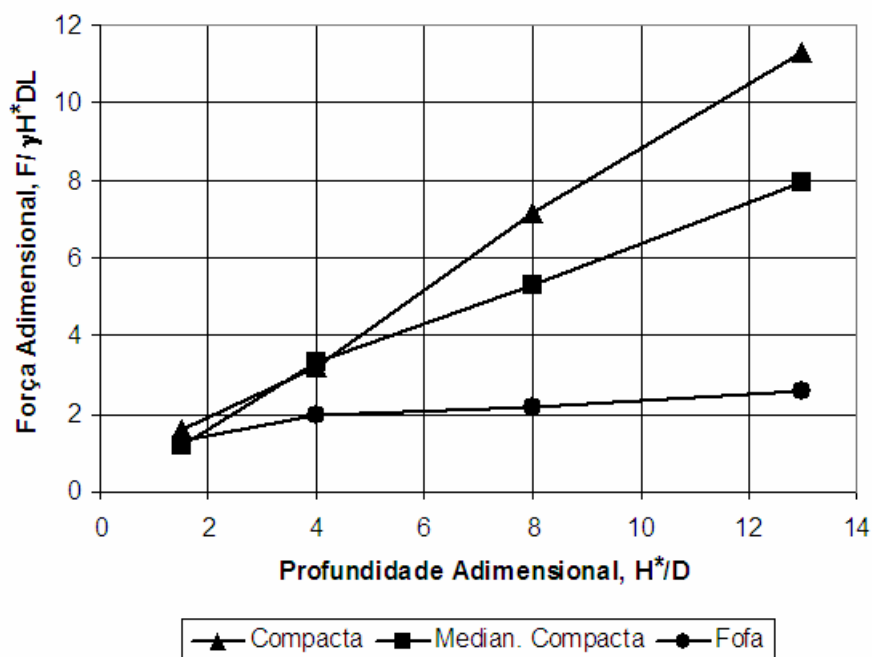


Figura 2.6 – Resistências máximas ao levantamento de dutos enterrados em areias (TRAUTMANN et al., 1985).

Utilizando o mesmo mecanismo apresentado na Figura 2.5, SCHAMINÉE et al. (1990) reportaram o comportamento de resistência ao levantamento de dutos enterrados em areia através de ensaios de laboratório em escala natural. A Figura 2.7 mostra o comportamento da resistência ao longo do levantamento do duto tanto para areias compactas quanto para fofas. No caso das areias compactas, observa-se uma resistência máxima seguida de uma resistência residual menor, enquanto que para as areias fofas observa-se um crescimento contínuo da resistência, chegando a um valor de equilíbrio, inferior ao valor residual das amostras compactas.

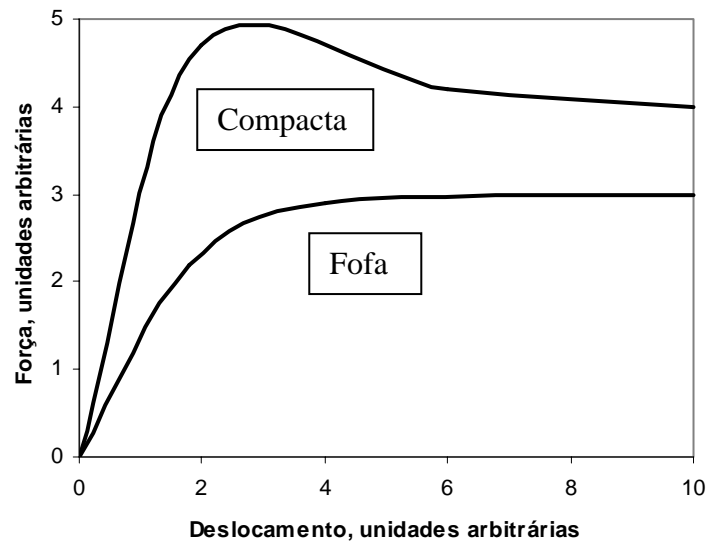


Figura 2.7 – Comportamento das curvas força x deslocamento na resistência ao levantamento de dutos em areia (SCHAMINÉE et al., 1990).

WHITE et al. (2001) apresentaram uma configuração mais simples da Equação (2.22), conforme mostra a Equação (2.23), assim como a proposição de um fator de levantamento F_{up} , definido na Equação (2.24). Os autores também compararam uma série de resultados de laboratório de diferentes autores, não encontrando uma correlação muito clara com relação à densidade.

$$P/(\gamma' \cdot H^* \cdot D) = 1 + (K \cdot \tan \phi) \cdot H^* / D \quad (2.23)$$

$$F_{up} = K \cdot \tan \phi \quad (2.24)$$

No entanto, o aspecto mais importante do trabalho de WHITE et al. (2001) reside na proposição de dois mecanismos de ruptura distintos, ocorrendo em estágios diferentes ao longo do levantamento do duto. A Figura 2.8 mostra, para uma amostra de areia medianamente compacta, uma resistência mobilizada máxima sucedida por uma resistência residual de menor valor.

Fotos tiradas em três instantes sucessivos foram utilizadas para uma análise qualitativa visual do comportamento do solo na ruptura (Figura 2.8 a, b e c). Assim sendo, os autores propuseram que, durante a fase de mobilização da resistência máxima (1º estágio), ocorre um mecanismo de ruptura vertical, similar ao da Figura 2.5, sendo que as superfícies de ruptura são ligeiramente inclinadas (16º a 18º) ao invés de totalmente verticais (Figura 2.8

a). Já para a fase de resistência residual (2º estágio), um mecanismo de ruptura em fluxo circular ao redor do duto passa a predominar, respondendo assim por um valor menor de resistência (Figura 2.8 b e c).

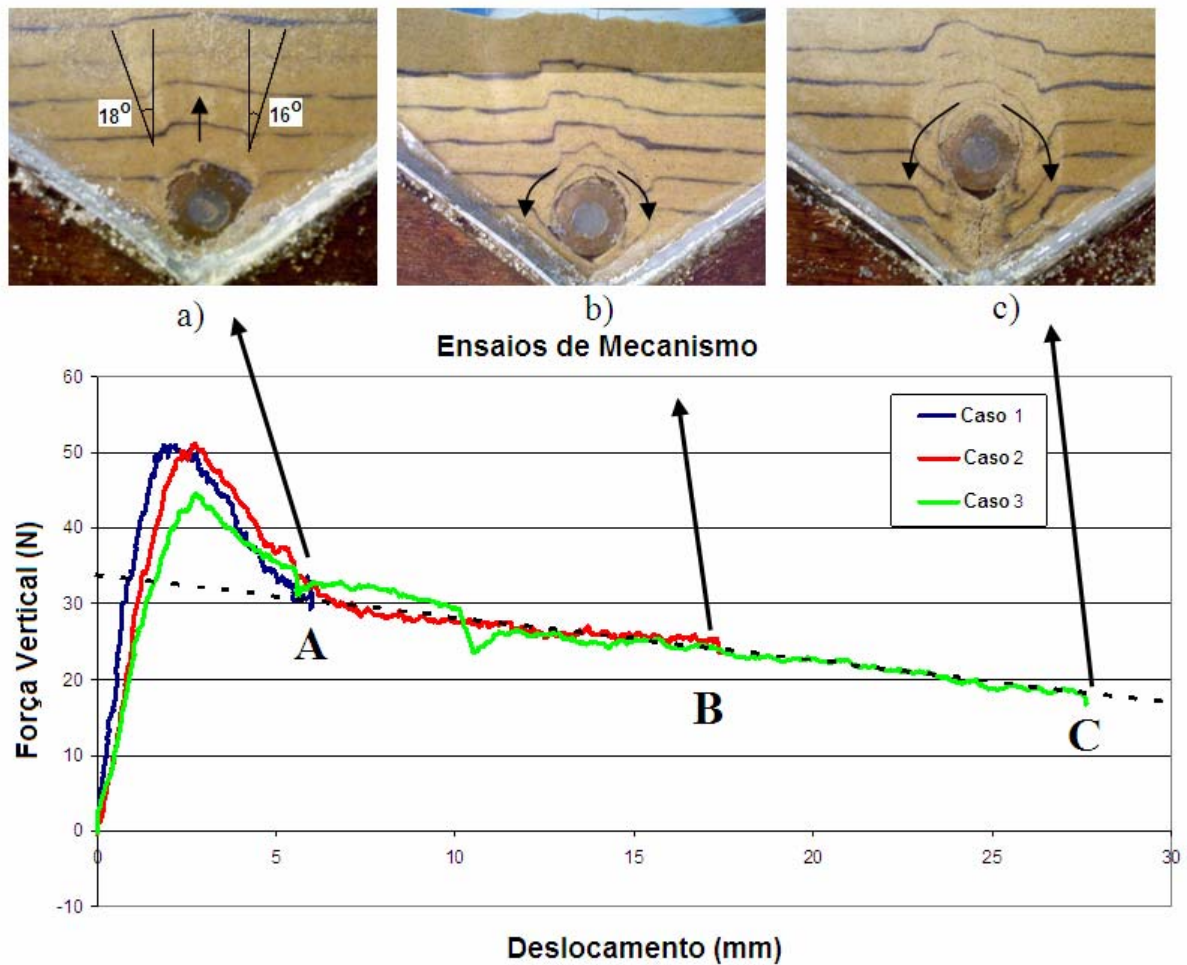


Figura 2.8 – Mecanismos de ruptura em estágios distintos (WHITE et al., 2001).

Baseado nesses resultados, WHITE et al. (2001) propuseram um mecanismo de ruptura vertical modificado para o 1º estágio, com superfícies de ruptura inclinadas, apresentado na Figura 2.9. No entanto, a mudança de geometria do mecanismo de ruptura acarreta duas considerações adicionais: um aumento no bloco de solo a ser levantado e uma mudança no comprimento e nas tensões normais ao longo das superfícies de ruptura.

Usando o modelo cinemático de dilatância em areias descrito em BOLTON (1986), os autores introduziram a idéia de planos de ruptura inclinados de um ângulo ψ com a vertical. Esse arranjo permite que o solo apresente dilatância irrestritamente ao longo da superfície

de cisalhamento sem mobilizar as grandes tensões horizontais requeridas para suprimir esse efeito.

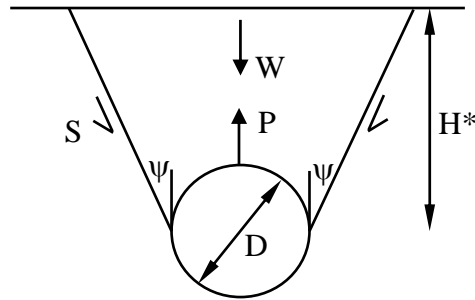


Figura 2.9 – Mecanismo de ruptura vertical com dilatância (WHITE et al., 2001).

WHITE et al. (2001) propuseram ainda a Equação (2.25) que representa a adaptação da Equação (2.23) ao modelo de ruptura vertical com dilatância, bem como a nova definição do fator de levantamento F_{up} (Equação (2.26)).

$$P = \gamma' H^* D + \gamma' H^{*2} \tan \psi + \gamma' H^{*2} (\tan \phi_{peak} - \tan \psi) \left[\frac{1 + K_0 - (1 - K_0) \cos 2\psi}{2} \right] \quad (2.25)$$

$$F_{up} = \tan \psi + (\tan \phi_{peak} - \tan \psi) \left[\frac{1 + K_0 - (1 - K_0) \cos 2\psi}{2} \right] \quad (2.26)$$

Os autores utilizaram os procedimentos propostos por BOLTON (1986) para calcular o ângulo de dilatância das amostras diretamente a partir da densidade da areia, do nível de tensões e da resistência das partículas. A razão média entre os fatores de levantamento calculados pela Equação (2.26) e medidos nos ensaios é 0,93, com um desvio padrão de 0,17, o que significa previsões bem próximas às medições. A Tabela 2.2 apresenta os resultados encontrados pelos autores.

WHITE et al. (2001) também propuseram um mecanismo de ruptura para o 2º estágio, i.e., um mecanismo em fluxo circular associado a grandes deformações e à resistência residual. Segundo os autores, a transição entre o mecanismo de ruptura vertical e o de fluxo circular ocorre quando o duto foi suficientemente deslocado para que ocorra a abertura de um vazio abaixo da geratriz inferior, permitindo que haja uma mudança nas condições de contorno. Nesse momento, a direção predominante das tensões principais abaixo do duto não são mais verticais, e sim horizontais, mudando o mecanismo de ruptura para um fluxo circular do solo ao longo da periferia. A Figura 2.10 mostra a rotação em 90º das tensões principais,

associada às linhas de ruptura radiais, correspondendo à redução da resistência máxima ao levantamento do duto para a resistência residual.

Tabela 2.2 – Valores de fatores de levantamento medidos e calculados (WHITE et al., 2001).

Ensaio	Densidade relativa	Fator de levantamento medido	Fator de levantamento calculado
M1	44	0,66	0,62
M2	44	0,65	0,62
M3	44	0,55	0,62
L1	22	0,49	0,38
L2	22	0,41	0,38
L3	16	0,53	0,32
L4	22	0,45	0,38
D1	62	0,97	0,87
D2	58	0,64	0,80
D3	62	0,91	0,87
D4	67	0,92	0,95
C1	22	0,43	0,38

Os autores concluem que uma técnica de construção que possa aumentar ligeiramente a densidade do material de enchimento acima do duto tem muito mais influência na resistência final ao levantamento do que o aumento da profundidade de enterramento. Detalhes complementares dos procedimentos adotados na realização dos ensaios podem ser obtidos em BAREFOOT (1998).

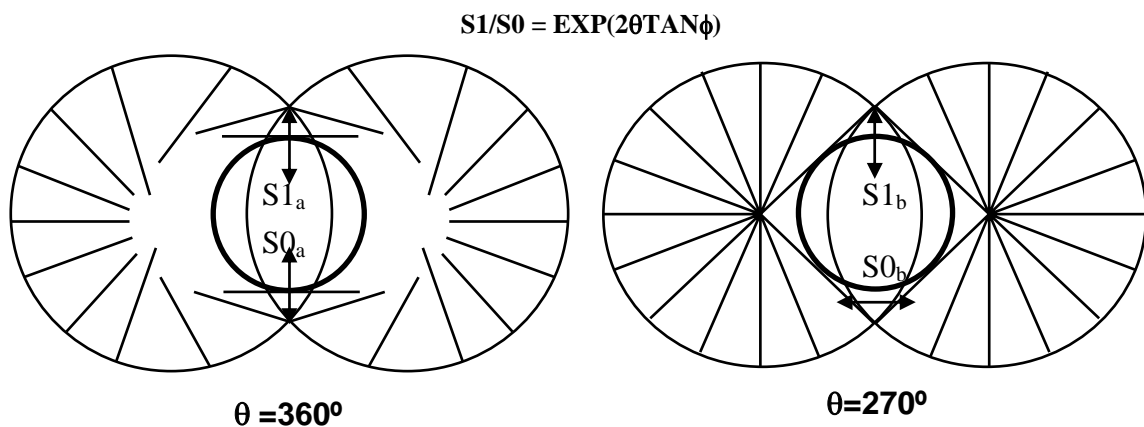


Figura 2.10 – Mudança do mecanismo de ruptura devido à rotação de tensões (WHITE et al., 2001).

NG E SPRINGMAN (1994) realizaram uma série de ensaios de validação do procedimento de modelagem de levantamento de dutos em centrífuga, utilizando a técnica de Modelagem

de Modelos proposta por SCHOFIELD (1980). Os resultados obtidos foram considerados satisfatórios, tendo sido encontrada uma variação máxima de 7% na resistência ao levantamento em função das diversas escalas adotadas.

MORADI & CRAIG (1998) apresentaram uma simulação com modelagem centrífuga da flambagem vertical de dutos através da aplicação de gradientes de temperatura. Dessa forma, conseguiram representar o levantamento da linha de dutos por expansão térmica, que é o que acontece em situações reais. O aparato experimental é composto por um duto de pequena espessura com 6 mm de diâmetro e 1800 mm de comprimento. O gradiente de temperatura é provido através da passagem de água aquecida.

Dois conjuntos de testes a 21.1 g foram realizados com dutos desenterrados e enterrados com uma cobertura de solo de 12 mm (2 diâmetros). MORADI & CRAIG (1998) reportam que a carga axial de flambagem foi 1,7 vezes maior no duto enterrado do que no desenterrado (1600 N e 950 N, respectivamente), e que o deslocamento máximo da linha desenterrada foi cerca de 2 vezes maior do que da linha enterrada (13 mm e 7 mm, respectivamente). Os autores também relatam que, para o caso enterrado, o duto não retorna à sua posição inicial após o resfriamento da linha, uma vez que o solo deslocado ocupa parte do vazio deixado, o que não ocorre no caso desenterrado. Esse aumento sucessivo das imperfeições foi identificado por diversos autores em vários casos reais.

Os ensaios também mostraram que, com a ciclagem de temperatura, os caminhos de tensão de carregamento e descarregamento coincidem aproximadamente com o primeiro caminho de descarregamento.

PALMER et al. (2003) apresentam um estudo comparativo entre ensaios de arrancamento de dutos em centrífuga e em escala natural. Nos ensaios em protótipo foram usados solos não-coesivos de fofos a compactos, enquanto nos testes em centrífuga foi adotada areia de sílica. Muito embora os valores para a força normalizada residual tenham sido relativamente próximos, o deslocamento relativo necessário para a mobilização da resistência apresentou considerável variação (Figura 2.11).

Os autores propõem uma explicação para esse fato baseada na relação entre a tensão cisalhante mobilizada e o deslocamento relativo das camadas de solo à medida que o duto vai sendo arrancado. A forma como esse processo acontece seria diferente no ambiente da centrífuga em relação ao protótipo, favorecendo uma mobilização tardia da resistência de

pico. Um modelo matemático simplificado é apresentado, simulando de maneira aproximada tanto o comportamento quanto os valores encontrados nos ensaios.

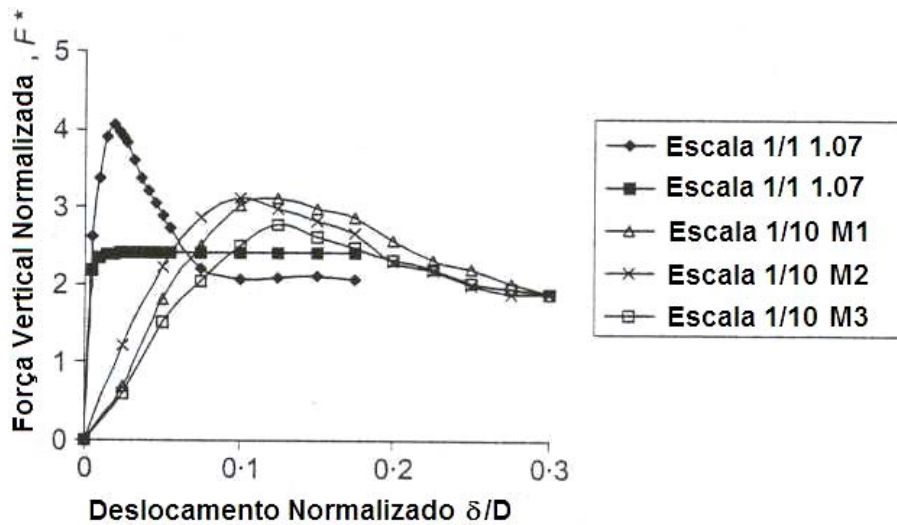


Figura 2.11 – Relação entre força e deslocamento normalizados para ensaios em escala de protótipo e ensaios centrífugos a 10g (PALMER, 2003).

2.4 DESLOCAMENTO LATERAL DE DUTOS EM AREIA

A interação solo-estrutura, no caso de carregamento lateral do solo, depende diretamente das condições de enterramento do duto e das propriedades do solo. TRAUTMANN & O'ROURKE (1985) também abordaram a questão de flambagem lateral de dutos, tendo proposto uma representação matemática da relação força-deslocamento para dutos enterrados em areia, baseada em uma série de ensaios de laboratório. Normalizando a força máxima obtida em cada ensaio pela máxima força obtida em todos os ensaios $F'' = F / F_m$, e traçando o gráfico contra os respectivos deslocamentos também normalizados Y'' , foi obtida a relação hiperbólica representada na Equação (2.27), levando em conta amostras de areia fofas, medianamente compactas e compactas (Figura 2.12).

$$F'' = \frac{Y''}{0,17 + 0,83 \cdot Y''} \quad (2.27)$$

Os autores também definiram na Equação (2.28) o fator de interação horizontal N_h , e na Equação (2.29) um fator de rigidez do solo C_k .

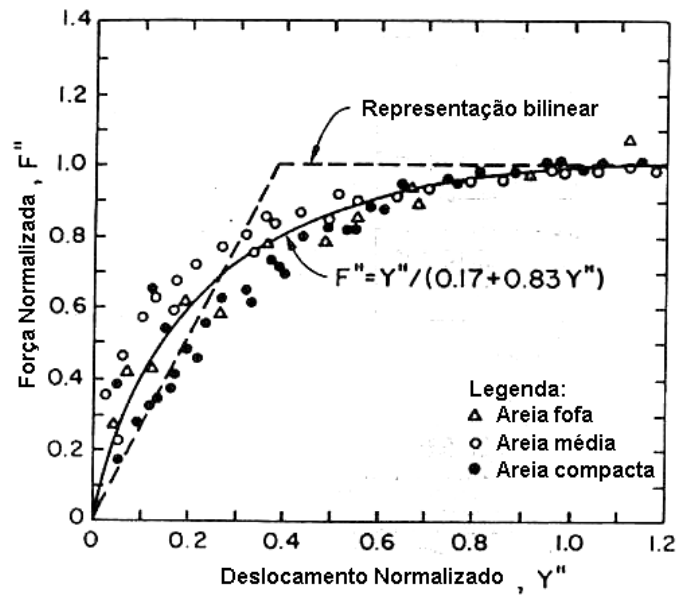


Figura 2.12 – Modelagem hiperbólica e representação bilinear (TRAUTMANN & O'ROURKE, 1985).

$$N_h = \frac{F_m}{\gamma \cdot H^* \cdot D \cdot L} \quad (2.28)$$

$$C_k = \frac{D}{0,4 \cdot Y_f} \quad (2.29)$$

onde Y_f é o deslocamento lateral correspondente à força máxima F_m . A Tabela 2.3 sumariza os resultados encontrados, onde H^* é a profundidade de enterramento referenciada ao eixo do duto e γ o peso específico do solo.

Tabela 2.3 – Valores do fator de rigidez do solo C_k (TRAUTMANN & O'ROURKE, 1985).

Densidade do solo	Deslocamento na força horizontal máxima	Fator de rigidez do solo C_k
Fofa	0.13 H	20
Median. compacta	0.08 H	30
Compacta	0.03 H	80

Adotando K_{h70} (Equação 2.11) como sendo a inclinação da reta de melhor ajuste da representação bilinear da hipérbole da Equação (2.27), chega-se à força máxima normalizada $F''=1,0$ no deslocamento normalizado $Y''=0,4$ (Figura 2.12).

$$K_{h70} = C_k \cdot N_h \cdot \gamma \cdot D \cdot L \quad (2.30)$$

Assim sendo, de maneira simplificada (linear), K_{h70} representa o coeficiente de mola a ser adotado em análises numéricas para modelagem do comportamento força-deslocamento da interação solo-duto. Para obtenção de N_h , os autores propõem a adoção do gráfico da Figura 2.13, função do ângulo de atrito interno da areia e da relação adimensional H/D .

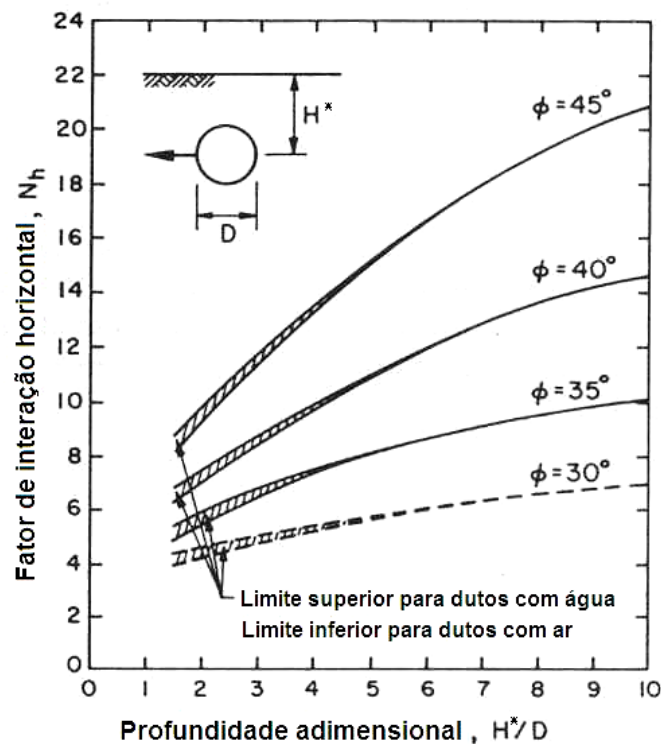


Figura 2.13 – Determinação de N_h para projetos de dutos (TRAUTMANN & O'ROURKE, 1985).

PAULIN et al. (1997) realizaram uma série de ensaios em escala natural e obtiveram resultados bem próximos às previsões obtidas com a utilização da proposição de TRAUTMANN E O'ROURKE (1985).

Um outro trabalho mais recente, e de resultados promissores, foi relatado em ZHANG et al. (2001) usando a areia calcárea predominante na costa Australiana. Uma série de ensaios foi realizada com dutos semienterrados usando uma centrífuga de viga de 1,8 m de raio.

O arranjo geral do ensaio centrífugo está representado na Figura 2.14. O atuador move-se lateralmente, sendo capaz de medir as forças horizontais e verticais durante o deslocamento. Dessa forma, é possível aplicar inicialmente uma determinada força antes de iniciar a atuação lateral.

ZHANG et al. (2001) descrevem duas séries de ensaios: normalmente carregados e pré-carregados. Nos ensaios pré-carregados, é inicialmente aplicada uma carga maior V_{max} e logo depois reduzida para uma carga V na qual será realizado o ensaio, enquanto que nos ensaios normalmente carregados a carga de ensaio é a maior carga aplicada, i.e., $V = V_{max}$. Os resultados encontrados pelos autores estão apresentados nos gráficos da Figura 2.15, onde foram traçados deslocamentos horizontais versus forças horizontais e verticais, assim como versões dimensionais e adimensionais do gráfico de forças horizontais versus forças verticais. A Tabela 2.4 apresenta as condições de carga dos ensaios pré-carregados, i.e., V_{max}/V .

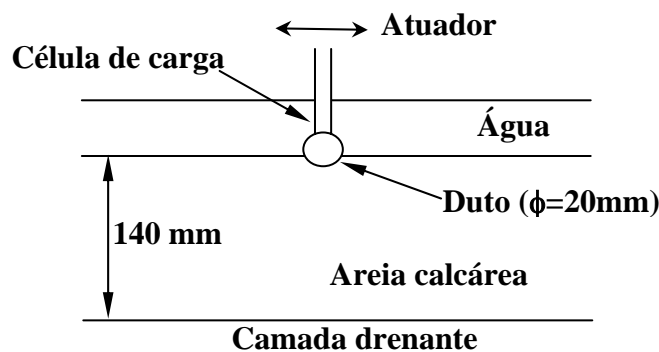


Figura 2.14 – Arranjo geral do ensaio centrífugo (ZHANG et al., 2001).

Para o ensaio normalmente carregado 1-5, na Figura 2.15a, uma carga horizontal máxima pode ser claramente observada, tendo o seu valor reduzido à medida que a razão de pré-carregamento ($R = V_{max}/V$) aumenta. Por outro lado, em termos de força vertical (Figura 2.15b), observa-se um alto valor inicial, tanto maior quanto menor a razão de pré-carregamento, seguido de forte redução até atingir um valor residual comum. A combinação

desses dois comportamentos fornece uma curva característica, apresentada na Figura 2.15c e Figura 2.15d, definida pelo ensaio normalmente carregado (1-5), e percorrida parcialmente pelos outros ensaios pré-carregados.

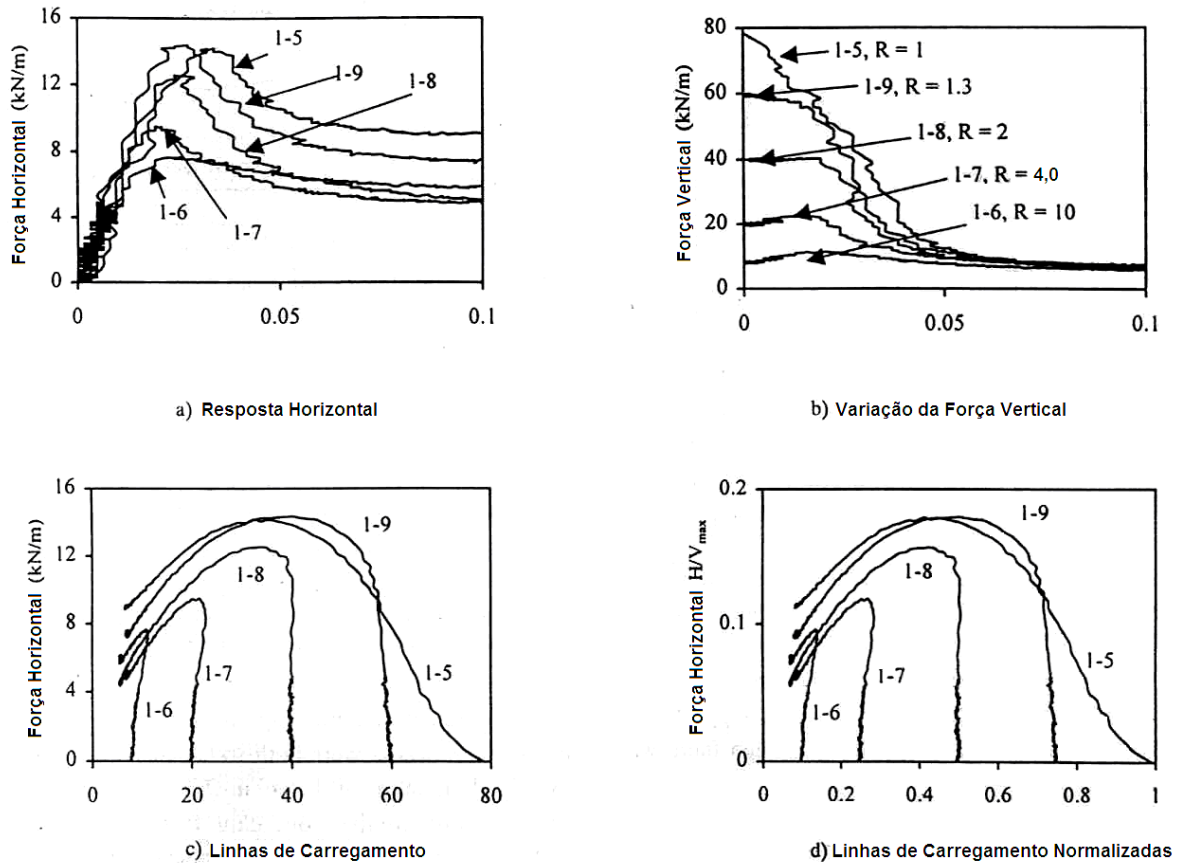


Figura 2.15 – Resultado dos ensaios de arrasto lateral em areia (ZHANG et al., 2001).

Tabela 2.4 – Condições de pré-carregamento dos ensaios (ZHANG et al., 2001).

Ensaio	V_{max}/V
1-5	1,0
1-6	10
1-7	4,0
1-8	2,0
1-9	1,3

Pode-se verificar claramente na Figura 2.15c e Figura 2.15d que, nos ensaios pré-carregados, existe uma fase elástica, caracterizada pela linha reta vertical que sobe ao encontro da curva 1-5, e uma fase plástica percorrida após o encontro com a curva 1-5. Os

resultados sugerem que a resistência horizontal é fortemente dependente da força vertical imposta.

2.5 DESLOCAMENTO VERTICAL DE DUTOS EM ARGILA

BAREFOOT (1998) realizou uma série de 4 ensaios centrífugos de modelagem da flambagem vertical de dutos em argila, utilizando amostras obtidas a partir de argila liquefeita para garantir uma boa repetibilidade. Um modelo de duto com 147 mm de comprimento e 12,7 mm de diâmetro foi acelerado a 20 g, variando-se a profundidade de enterramento e a velocidade de atuação, de modo a se obter a resistência ao levantamento. A Tabela 2.5 sumariza os principais dados relativos aos ensaios. Para o cálculo do fator de levantamento F_{up} foi utilizada a Equação (2.31) apresentada por SCHAMINÉE et al. (1990), cujos parâmetros encontram-se descritos na Tabela 2.5.

$$\frac{P}{\gamma' \cdot H \cdot D} = 1 + F_{up} \cdot \frac{H^*}{D} \quad (2.31)$$

Tabela 2.5 – Ensaios de levantamento de dutos em centrífuga (Barefoot, 1998).

Parâmetro	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4
Prof. de enterramento (H^*)	52,5 mm	52,0 mm	33,5 mm	68,5 mm
Peso específico submerso (γ')	6,91 kN/m ³	6,96 kN/m ³	5,99 kN/m ³	5,75 kN/m ³
Velocidade de atuação	6,4 mm/h	1,8 mm/h	6,5 mm/h	6,5 mm/h
Deslocamento	2 mm	3 mm	2 mm	1 mm
Resistência max. ao levantamento (P)	20,5 N	24,5 N	10,0 N	3,5 N
Fator de levantamento (F_{up})	0,130	0,205	0,120	-0,140

O autor conclui que os ensaios 1 e 3 apresentaram fatores de levantamento equivalentes, apesar da grande variação na profundidade de enterramento. O ensaio 2 apresentou um fator de levantamento consideravelmente maior, provavelmente devido à mudança na velocidade de atuação. O ensaio 4 apresentou fator de levantamento irrisório, uma vez que só foi permitido adensamento por cerca de 1 hora antes do início do teste, em comparação com as 4,5 horas despendidas nos outros três ensaios.

BAUMGARD (2000) também apresentou uma série de ensaios centrífugos de levantamento de dutos em material argiloso. Três ensaios foram conduzidos a 20 g, variando-se o solo desde uma argila muito plástica a uma argila siltosa. Uma técnica de reaterro de dutos assentados sobre trincheira utilizando grumos de argila foi adotada para simular o processo

real de enterramento da linha no leito marinho. BAUMGARD (2000) observou que no início dos ensaios a resistência ao levantamento cresce rapidamente, mas não decresce na mesma proporção que deveria, considerando-se a redução da profundidade de enterramento à medida que o duto vai sendo levantado. O autor atribuiu esse fenômeno em parte ao aumento na resistência provocado pela compactação do solo que está na frente do duto.

No entanto, uma explicação mais alinhada à teoria do fluxo circular proposta por WHITE et al. (2001) poderia ser apresentada para essa situação. Em um substrato argiloso mole, o ganho de resistência com a profundidade é bem menor que o ganho em termos de tensão vertical total. Assim sendo, um mecanismo de ruptura em bloco, como o apresentado na Figura 2.9, estaria sugerindo um decréscimo acentuado de resistência à medida que o duto vai sendo deslocado para cima. Já para um mecanismo em fluxo circular, como apresentado na Figura 2.10, a redução seria menos significativa, uma vez que não há influência direta do nível de tensões totais, mas tão somente do nível de resistência ao cisalhamento naquele trecho da camada.

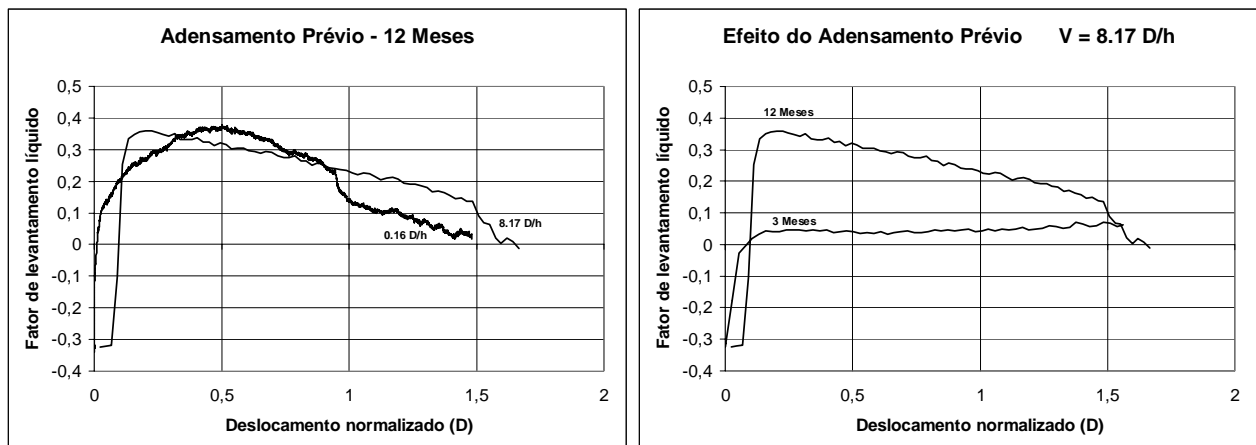
BAUMGARD (2000) também apresentou alguns ensaios, em materiais siltosos, com variação da velocidade de atuação vertical. O autor conclui que, em condições drenadas, a resistência ao levantamento vai se desenvolvendo ao longo do ensaio, sem apresentar um valor de pico (máximo), enquanto em condições não-drenadas uma resistência de pico bem definida pode ser observada.

Essa conclusão pode estar associada ao fato de que a amostra está se adensando à medida que o ensaio está sendo realizado. Como a tendência natural é que a resistência da argila com maior grau de adensamento seja maior, o comportamento de uma amostra em processo de adensamento seria associado a um acréscimo de resistência. Esse processo continua até que o ganho com o adensamento seja superado pela redução na resistência ao cisalhamento.

Investigando o aspecto do ganho de resistência durante o ensaio, OLIVEIRA (2002) descreve uma série de ensaios realizados na centrífuga geotécnica da Universidade de Cambridge com amostras indeformadas de argila mole do Golfo do México. Foram utilizadas velocidades de atuação vertical de 8,17 diâmetros por hora (D/h) e 0,16 D/h em amostras de argila adensadas durante um período equivalente a 3 meses e 12 meses em escala de protótipo.

Os resultados mostram que, muito embora a razão entre as velocidades utilizadas fosse da ordem de 50 vezes, não houve grande influência entre os valores máximos das resistências obtidas, conforme mostra a Figura 2.16(a).

No entanto, quando se comparam as resistências referentes a uma mesma velocidade (8,17 D/h) com tempos iniciais diferentes, observa-se que a resistência praticamente dobra quando o período de adensamento passa de 3 para 12 meses (Figura 2.16(b)). A curva com maior período inicial apresenta um valor de pico mais bem definido, com posterior amolecimento, enquanto a curva de menor período inicial mostra um comportamento mais estável e resistência residual da mesma ordem de grandeza da inicial.



(a) T = 12 meses ; V = 8,17 e 0,16 D/h

(b) T = 3 e 12 meses e V = 8,17 D/h

Figura 2.16 – Efeito do tempo de adensamento e velocidade de atuação nas curvas de resistência ao levantamento de dutos.

Essas observações indicam claramente que, em camadas com menor grau de adensamento, não há ainda uma definição muito clara de um perfil crescente de resistência com a profundidade, enquanto que em camadas mais adensadas essa variação se torna evidente, uma vez que ela é fruto do próprio processo de adensamento.

Outro aspecto considerado em OLIVEIRA (2002) foi a variação das poro-pressões no entorno do duto durante a atuação. Muito embora não tenha sido apresentado algum equacionamento que levasse em conta uma parcela de sucção, sabe-se da potencial influência dessa componente na resistência final ao levantamento.

Sendo assim, o autor posicionou oito transdutores de poro-pressão em volta do duto com o objetivo de monitorar as variações na pressão intersticial dos poros, conforme mostra a Figura 2.17. Esses contornos mostram apenas as variações na camada atrás do duto, sendo que as variações positivas à frente não puderam ser registradas por exigir o posicionamento de instrumentos no caminho da movimentação.

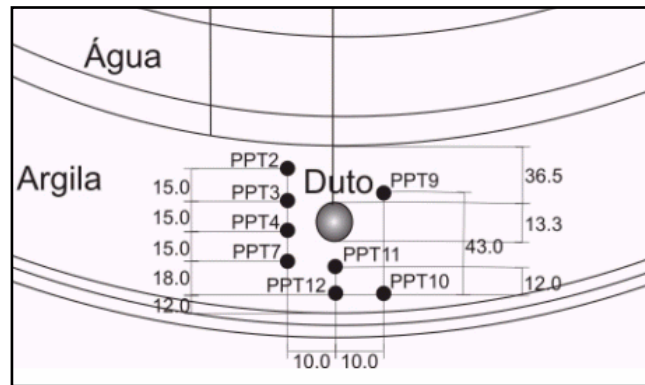


Figura 2.17 – Disposição dos transdutores de poro-pressão no solo (OLIVEIRA, 2002).

Baseado nos valores medidos durante a atuação, foram traçadas curvas de mesma variação de poro-pressão no entorno do duto para as duas situações apresentadas na Figura 2.16(b), ambas com a mesma velocidade de 8,17 D/h.

A Figura 2.18 apresenta as curvas de isovariação de poro-pressão, para a camada adensada durante 3 meses, em três momentos consecutivos: com deslocamentos de 0,5D, 1,0D e 1,5D diâmetros. Da mesma forma, a Figura 2.19 apresenta as curvas de isovariação de poro-pressão, para uma camada adensada durante 12 meses, nas mesmas condições de deslocamento.

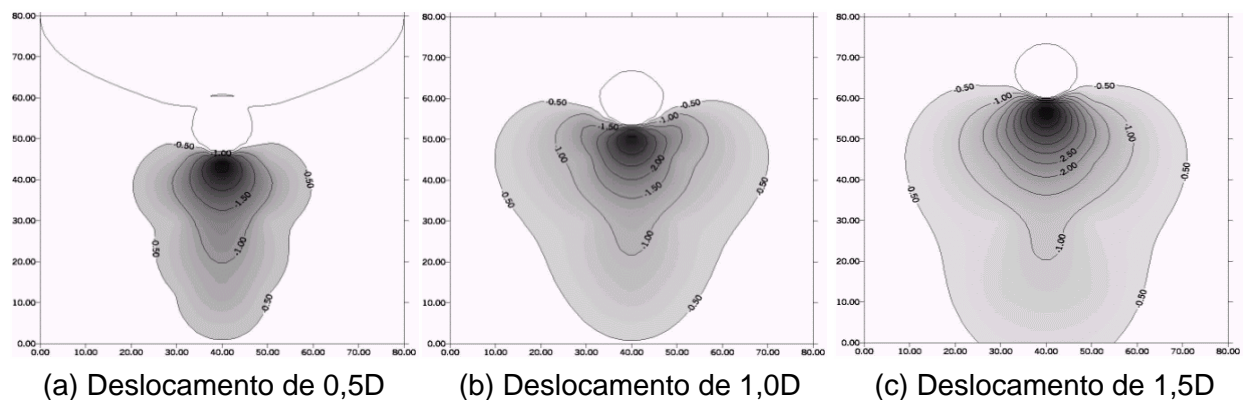


Figura 2.18 – Variação nas poro-pressões ao longo do deslocamento do duto com 3 meses de adensamento prévio (OLIVEIRA, 2002).

Observa-se claramente na Figura 2.18 que, à medida que o duto sobe, a área de influência do decréscimo de poro-pressão aumenta, ampliando seu espectro de forma quase homotética. Isso pode explicar uma possível compensação entre esse aumento e a redução da resistência não-drenada com a profundidade, mantendo o valor medido praticamente constante (Figura 2.17). Os dados de decréscimos envolvidos são da ordem de 0,5 kPa a 2,0 kPa, sendo que nas regiões mais próximas ao duto, onde não houve medição, foram estimados valores baseados em uma extrapolação linear.

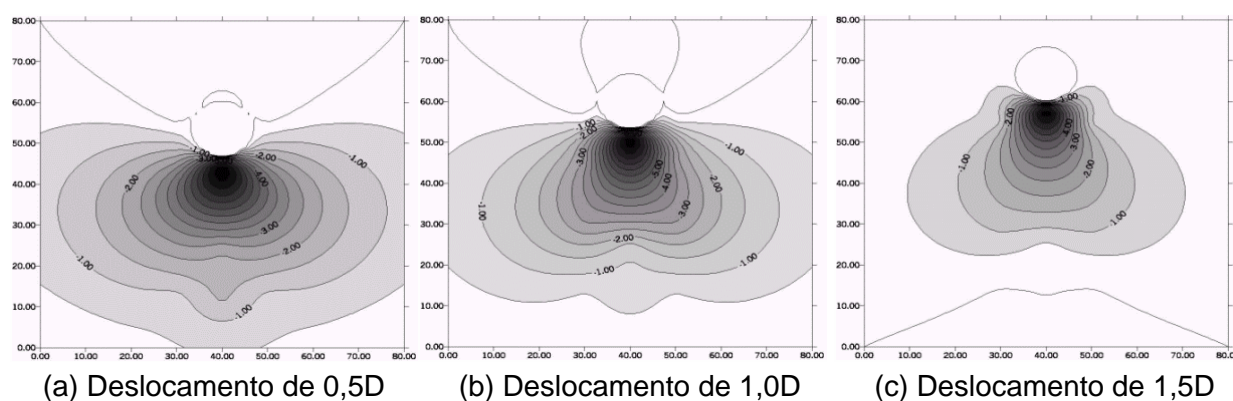


Figura 2.19 – Variação nas poro-pressões ao longo do deslocamento do duto com 12 meses de adensamento prévio (OLIVEIRA, 2002).

Para a Figura 2.19 com 12 meses de adensamento prévio, a forma inicial de contornos é bem maior que no caso de 3 meses, mostrando que uma maior porção da camada participou da resistência mobilizada durante a ruptura. A forma também muda durante o movimento, indicando uma possível mudança de mecanismo cinemático do momento inicial para um momento posterior. A redução na área de influência também denota uma perda de resistência, uma vez que as poro-pressões voltam a se estabilizar. Esse fato também explica a notável redução da resistência medida ao longo da atuação (Figura 2.17). Os dados de decréscimo envolvidos são da ordem de 3,0 kPa a 1,0kPa.

2.6 DESLOCAMENTO LATERAL DE DUTOS EM ARGILA

BRUSCHI et al. (1996) apresentam um estudo sobre flambagem lateral de dutos aquecidos em solo argiloso usando soluções analíticas e o método dos elementos finitos para avaliar as condições de estabilidade de um duto Norueguês atravessando o Fjord Fensfjord. Dessa forma, os autores usam a Equação (2.32) para calcular a resistência lateral do solo por metro linear de duto.

$$\frac{F_R}{D \cdot Su} = 4,13 \cdot \left(\frac{Su}{D \cdot \gamma'} \right)^{-0,392} \cdot \left(\frac{H}{D} \right)^{1,31} \quad (2.32)$$

onde H é a profundidade de enterramento do duto medida da sua base até a superfície do terreno, e Su a resistência não-drenada.

A equação usada em BRUSCHI et al. (1996) possui a grande desvantagem de ser transcendente em Su . Em outras palavras, o termo à direita da Equação (2.32) não é analiticamente independente de Su , fazendo com que a normalização seja prejudicada.

Dessa forma, o termo $\frac{F_R}{D \cdot Su}$, que caracteriza a força horizontal normalizada, depende da resistência não-drenada bem como do peso específico submerso do material, tornando a normalização pouco eficiente.

PAULIN et al. (1995) realizaram uma série de ensaios centrífugos para acessar a resistência oferecida pelo solo ao deslocamento lateral de um duto enterrado. A Figura 2.20 mostra o aparato utilizado, cuja configuração permite a realização de quatro ensaios por vez.

Quatro segmentos rígidos de dutos foram posicionados em trincheiras previamente escavadas com profundidades diferentes. Os dutos foram re-aterrados com o mesmo material componente do restante da amostra, porém com resistência menor (diferente história de tensões). O solo utilizado foi uma mistura 50% / 50% de caulim e silte. Quatro pequenos motores independentes puxam, cada um, um par de fios presos às pontas do duto, imprimindo um deslocamento lateral de velocidade conhecida.

Foram realizados 6 ensaios, de quatro modelos cada, com acelerações 25 g, 50 g e 100 g, investigando a influência da profundidade de enterramento, da largura da cava, da velocidade de atuação, além da técnica de validação Modelagem de Modelos proposta por SCHOFIELD (1980).

Os autores se basearam na proposição de um fator de interação solo-estrutura, adimensional, cuja definição está apresentada na Equação (2.33), onde D é o diâmetro do duto, P_{ult} é a carga máxima transferida para o duto, Su é a resistência não-drenada do solo e N_h o fator de interação solo-estrutura proposto.

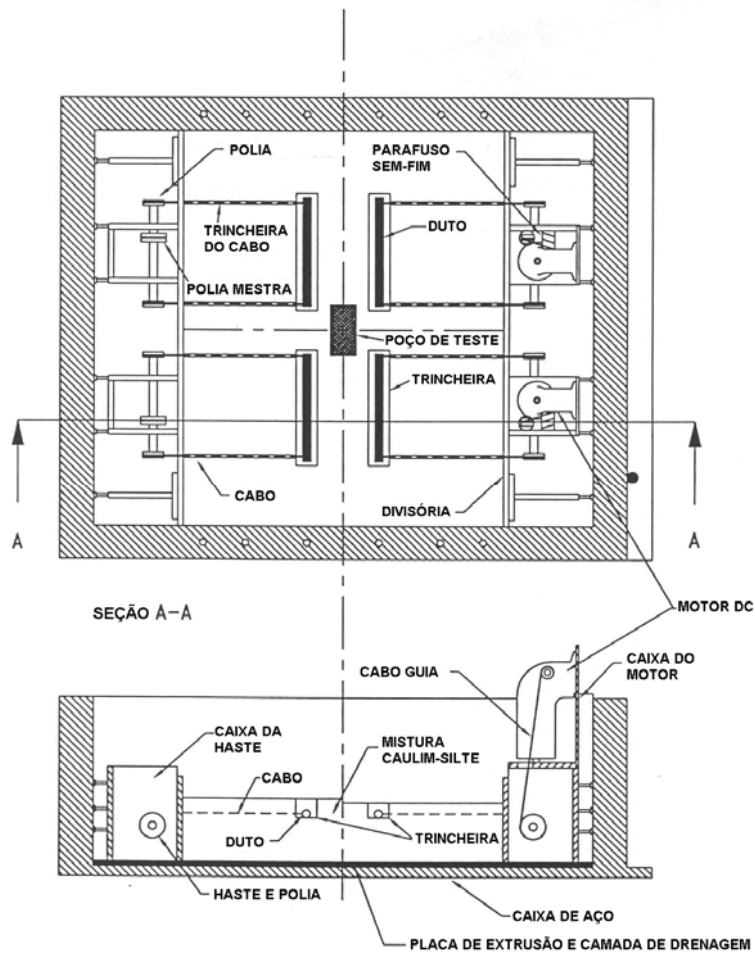


Figura 2.20 – Aparato de ensaio de flambagem lateral de dutos (PAULIN et al., 1995).

$$P_{ult} = D \cdot Su \cdot N_h \quad (2.33)$$

PAULIN et al. (1995) verificaram um nítido aumento do fator de interação solo-estrutura N_h com a profundidade de enterramento, conforme esperado. No entanto, a partir de determinados valores de profundidade ($H/D = 2,5$) existe uma tendência de estabilização do fator N_h (Figura 2.21).

Quanto à dimensão transversal da trincheira, não foi observada influência significativa no fator de interação N com o aumento da largura da cava. A técnica de validação Modelagem de Modelos mostrou resultados bem próximos para fatores de escala diversos, demonstrando a correção dos métodos de modelagem empregados.

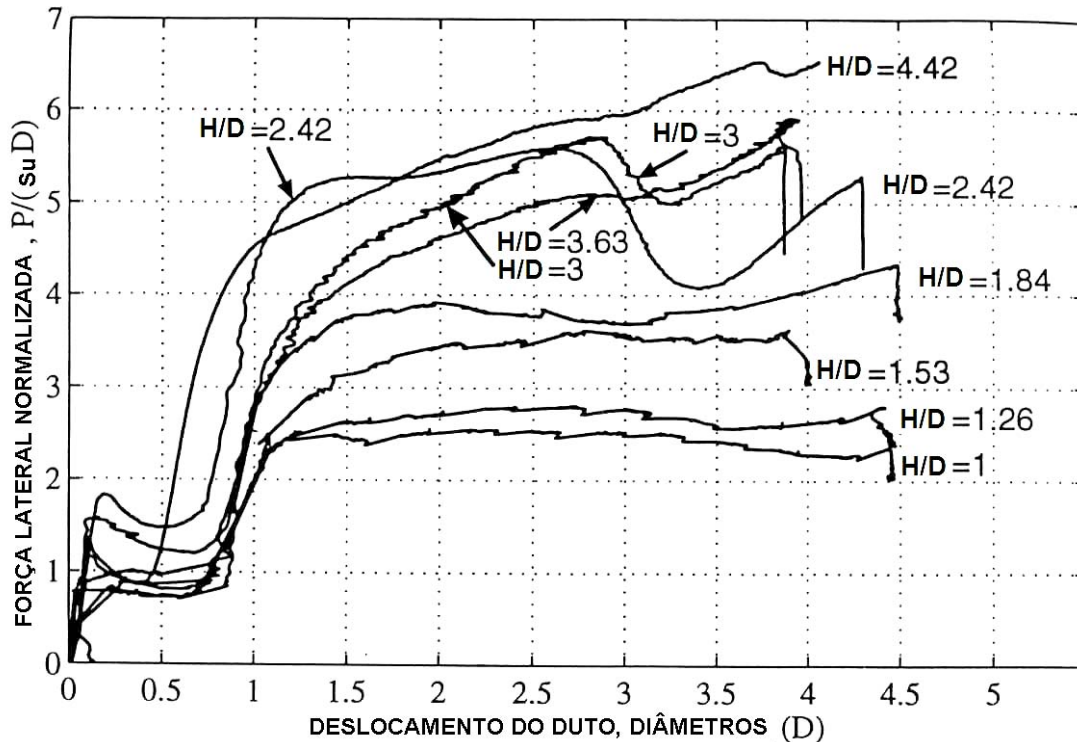


Figura 2.21 – Efeito da profundidade de enterramento no fator de interação solo-estrutura N (PAULIN et al., 1995).

Quanto à variação da velocidade de atuação, verificou-se uma grande influência, tanto no comportamento dos mecanismos de ruptura, quanto nos valores do fator de interação N . A Figura 2.22 apresenta as curvas encontradas para cada velocidade adotada, tendo sido observado um comportamento mais próximo do drenado para velocidades mais baixas ($\leq 0,054$ m/semana), e mais próximo do não-drenado para velocidades mais altas ($> 0,53$ até 12 m/semana). Notadamente, o carregamento drenado gera valores maiores do fator de interação não apresentando um ponto de máximo claro, enquanto o carregamento não-drenado gera valores menores.

As maiores velocidades adotadas pelos autores para atingir o comportamento não-drenado provavelmente não chegaram a mobilizar uma resistência viscosa importante, uma vez que não se observou ganho significativo no fator de interação nesses casos. A Tabela 2.6 apresenta alguns dos valores encontrados por PAULIN et al. (1995) para alguns testes realizados em condições teoricamente não-drenadas.

Os autores utilizaram fios coloridos de macarrão, introduzidos verticalmente nas amostras, para criar um padrão de referência no substrato e, após o ensaio, permitir a verificação do

comportamento das superfícies de ruptura. A principal vantagem do fio de macarrão é ser rígido o suficiente para penetrar na amostra, e, após entrar em contato com o solo saturado, amolecer sem praticamente interferir no ensaio.

Tabela 2.6 – Valores do fator de interação em função de H/D (PAULIN et al., 1995).

Ensaio	H/D	N_h
1-4	100	2,6
1-3	126	2,8
1-2	153	3,6
1-1	184	3,9
2-4	242	5,6
2-3	300	5,7
2-2	363	5,1
2-1	442	6,5

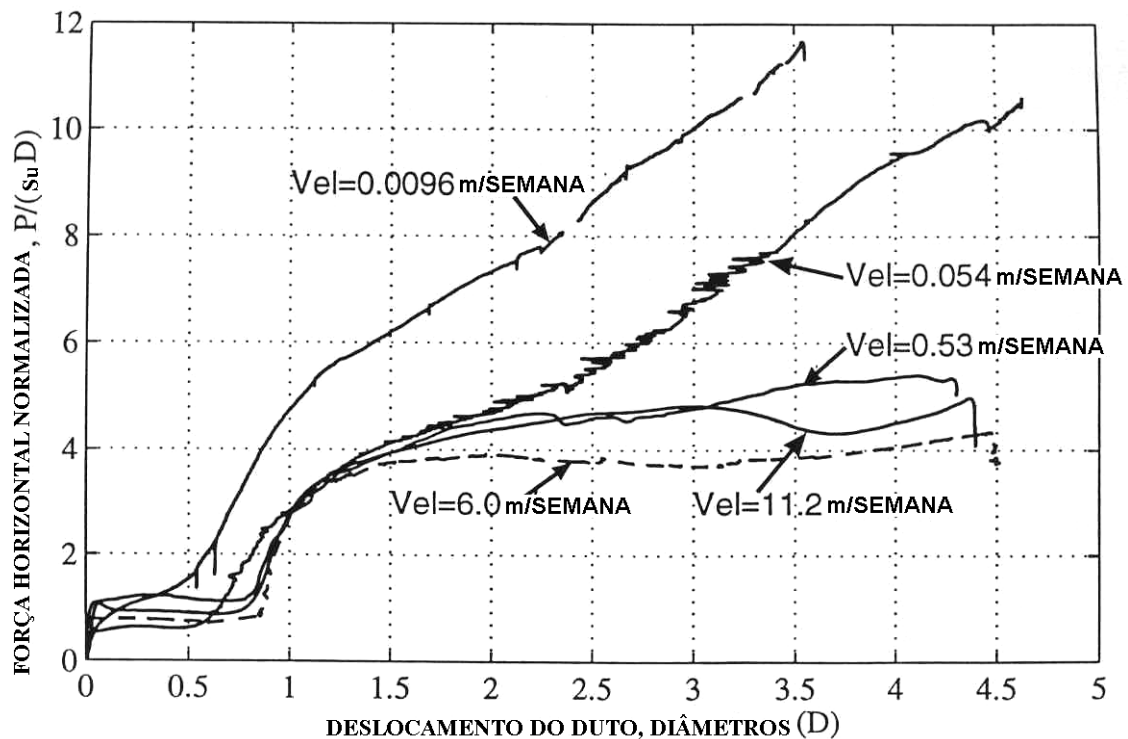


Figura 2.22 – Efeito da velocidade de atuação no fator de interação (PAULIN et al., 1995).

A Figura 2.23 apresenta um ensaio drenado (a), com velocidade 0,0096 m/semana, e um não-drenado (b), com 11,2 m/semana. Pode-se observar nitidamente a mudança de um comportamento de blocos fraturados, na situação drenada, para um comportamento de fluxo circular em torno do duto, para a situação não-drenada.

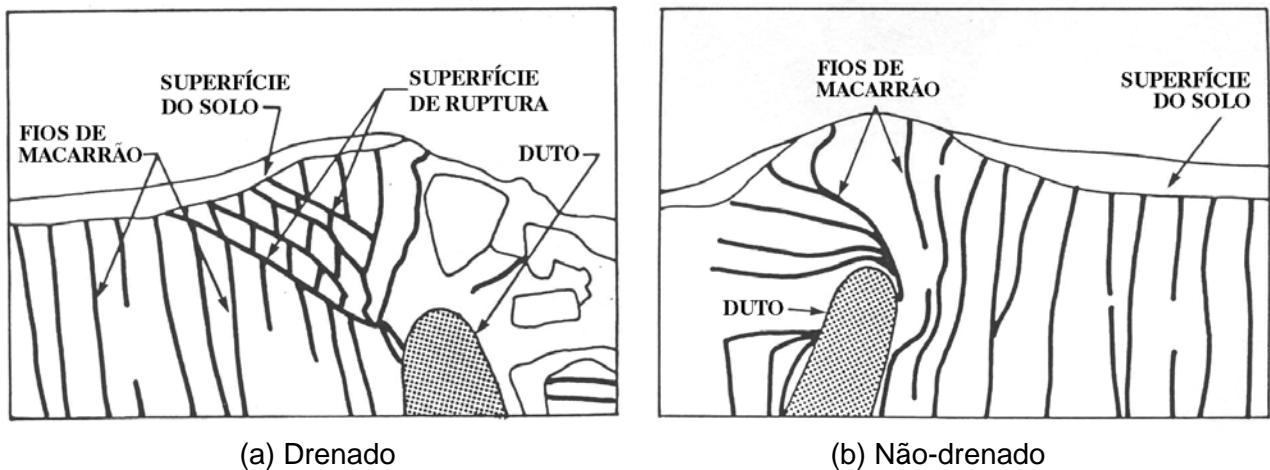


Figura 2.23 – Seção transversal do substrato com movimentações dos fios de macarrão (PAULIN et al., 1995).

Esses resultados explicam a maior magnitude de valores encontrada nos ensaios drenados, e se assemelham aos mecanismos de ruptura propostos por WHITE et al. (2001) para flambagem vertical em solo arenoso. Vale ainda observar que, por não haver restrição vertical, a trajetória final do duto acaba sendo inclinada, ao invés de totalmente horizontal.

PAULIN et al. (1996) e PAULIN et al. (1998) apresentaram ainda uma série de comparações entre os resultados experimentais obtidos e propostas teóricas de curvas hiperbólicas de força-deslocamento, sem concluir por uma equação que se ajuste a todos os dados.

WANTLAND et al. (1979) apresentam uma série de ensaios de modelagem física convencional de arraste lateral de dutos em solo argiloso, utilizando a mesma Equação (2.33) para calcular o N_h . As tubulações foram puxadas por cabos, sem controle de deslocamentos verticais. As forças foram medidas nos cabos com a utilização de células de carga. A Figura 2.24 resume os resultados do fator de interação solo-estrutura encontrados pelos autores. Pode-se observar uma grande variação nos valores medidos, estando, a maior parte deles, abaixo da curva proposta pela ASCE (2001) e usada como referência. Na realidade, o fato do ensaio ter sido executado sem a manutenção do estado de tensões de campo pode provocar alterações na medida das reações. Outro fator importante é o ângulo de medição da força horizontal que não permanece alinhado com o movimento, em função da trajetória ascendente tomada pelo duto.

Ensaio semelhantes foram realizados no IPT por ROSAS (2001) com resultados bem próximos aos obtidos por WANTLAND et al. (1979). O autor ainda apresenta a Equação

(2.34) para cálculo da força horizontal baseada no coeficiente de atrito do duto com o solo (μ), na força normal (N), no coeficiente de empuxo passivo mobilizado à frente do duto (K_p) e na resistência não-drenada (S_u).

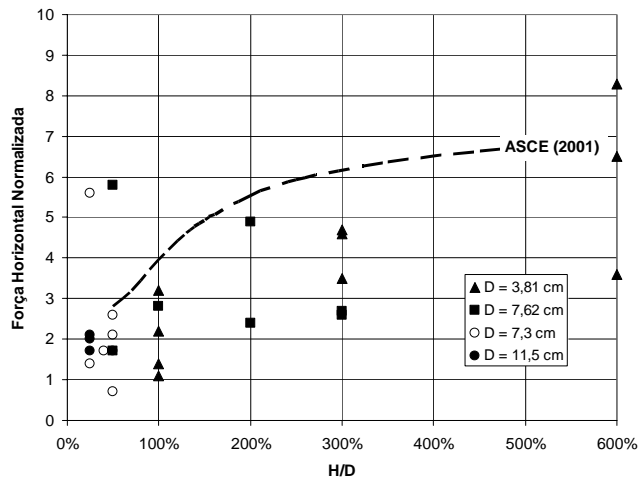


Figura 2.24 – Fator de interação solo-estrutura dos ensaios de WANTLAND et al. (1979).

$$F_h = \mu \cdot N + \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + 2 \cdot H \cdot S_u \right) \cdot K_p \quad (2.34)$$

Muito embora os ensaios tenham objetivado a simulação das condições não-drenadas de argilas siltosas em solo oceânico, o autor utilizou o valor do peso específico total, ao invés do submerso. Acredita-se que, em situações submersas, a influência dos fatores relacionados ao peso do solo sejam minimizadas frente à resistência não-drenada.

2.7 A RUPTURA POR FLAMBAGEM LATERAL DO DUTO PE-II

PETROBRAS (2000) apresentou as condicionantes geotécnicas da ruptura por flambagem lateral do duto de produtos escuros PE-II que ligava a Ilha do Governador à Refinaria Duque de Caxias. O referido duto, com 17 km de comprimento e 16" de diâmetro, foi utilizado por 7 anos consecutivos para o transporte de óleo aquecido a 95° C.

O ponto da ruptura do duto está localizado *onshore*, próximo à margem da Baía de Guanabara, em uma região de depósito de argila mole (Figura 2.25). A linha foi posicionada em um canal com 6 m de largura e 2 m de profundidade e coberta com cerca de 1,5 m de solo mole previamente dragado.

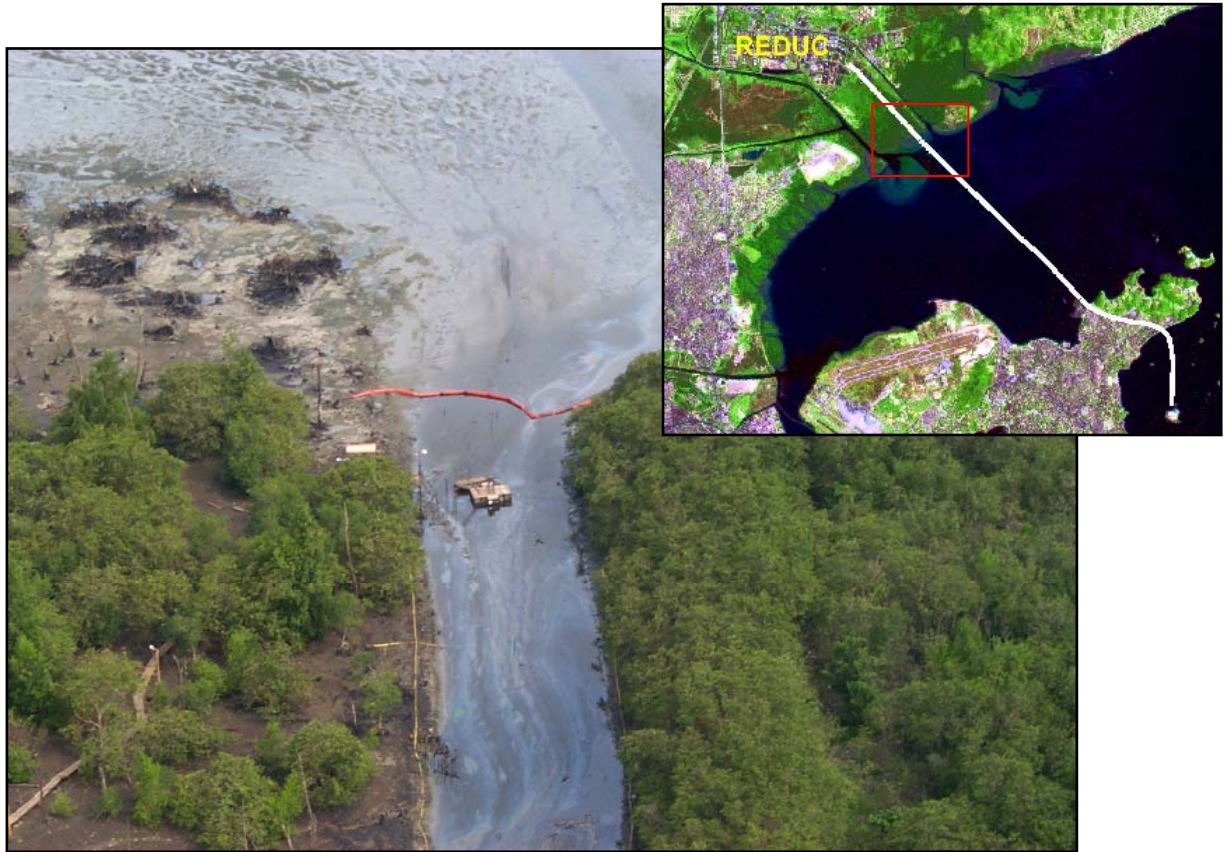


Figura 2.25 – Vista aérea do local do acidente (PETROBRAS, 2000).

No entanto, processos erosivos naturais ligados ao regime hidrodinâmico local descobriram a linha ao longo de 1.200 m, mantendo o restante coberto. A redução localizada do confinamento lateral concentrou os deslocamentos na parte descoberta, provocando grandes movimentações. A linha rompeu lateralmente o solo mole (Figura 2.26), criando mais espaço para deformações que, com os ciclos térmicos, proporcionaram condições para a ruptura localizada.

A Figura 2.27 (PETROBRAS, 2000) mostra uma representação esquemática do local da ruptura, com o duto apresentando um desvio lateral de cerca de 4,1 m em relação à sua posição original. Cabe ainda ressaltar que os deslocamentos se concentraram ao longo de apenas 44 m de extensão da linha, certamente a região que ofereceu menor resistência.

A camada de argila de 8 m de espessura no entorno do local do acidente sofreu sistemática investigação geotécnica, incluindo ensaios de campo com piezocone e palheta, assim como ensaios laboratoriais de caracterização, triaxiais e oedométrico. A Tabela 2.7 apresenta um resumo dos principais parâmetros encontrados por PETROBRAS (2000).



Figura 2.26 – Vista aérea do local da ruptura (PETROBRAS, 2000).

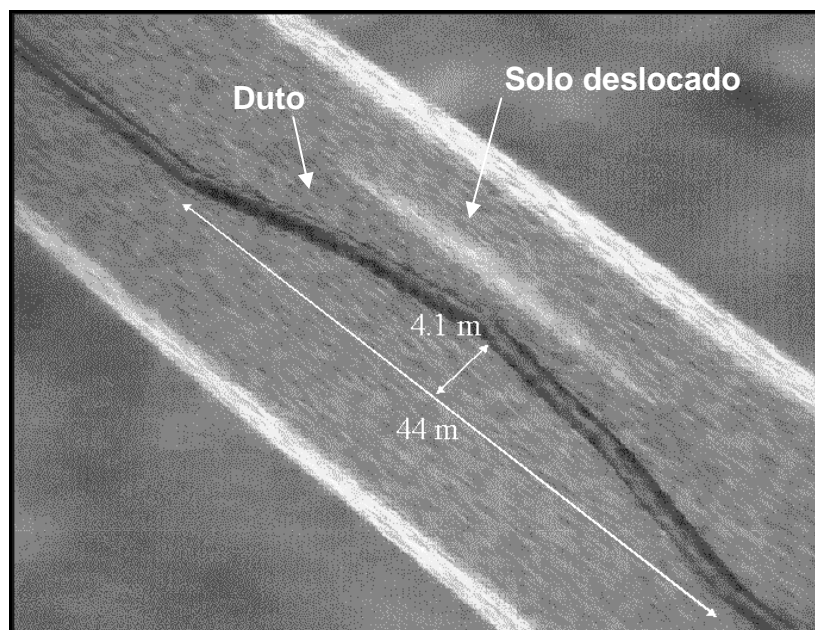


Figura 2.27 – Representação esquemática do local do acidente (PETROBRAS, 2000).

Tabela 2.7 – Parâmetros geotécnicos da argila mole do local do acidente
(PETROBRAS, 2000).

Parâmetros	Valores
Limite de plasticidade (w_p)	$\approx 50\%$
Limite de liquidez (w_L)	140 – 180%
Índice de plasticidade (I_p)	90 – 120%
Umidade (w)	150 – 200%
Índice de vazios (e)	3,6 – 4,5
$C_c / (1 + e_0)$	0,36
OCR	$\approx 1,3$

A Figura 2.28 (PETROBRAS, 2000) mostra o resultado de três ensaios de piezocone executados no local de interesse. Os furos B10 e B21B foram ambos realizados em argila, sendo o primeiro no local do acidente, e o segundo em posição mais afastada. Também distante do local do acidente foi realizado o furo B21A, só que em um banco de areia.

A Figura 2.29 mostra os resultados de ensaios de palheta “in situ” apresentado por PETROBRAS (2000) em dois furos, sendo o B3 um pouco mais afastado do local do acidente que o B9. As linhas retas representam a regressão linear de melhor ajuste, e a equação do furo B9 foi adotada como base para a análise numérica.

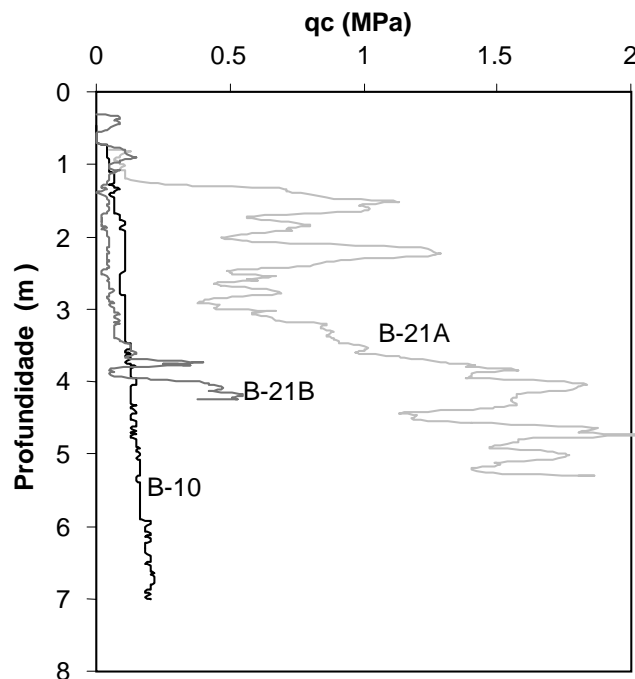


Figura 2.28 – Ensaios de piezocone no local do acidente (PETROBRAS, 2000).

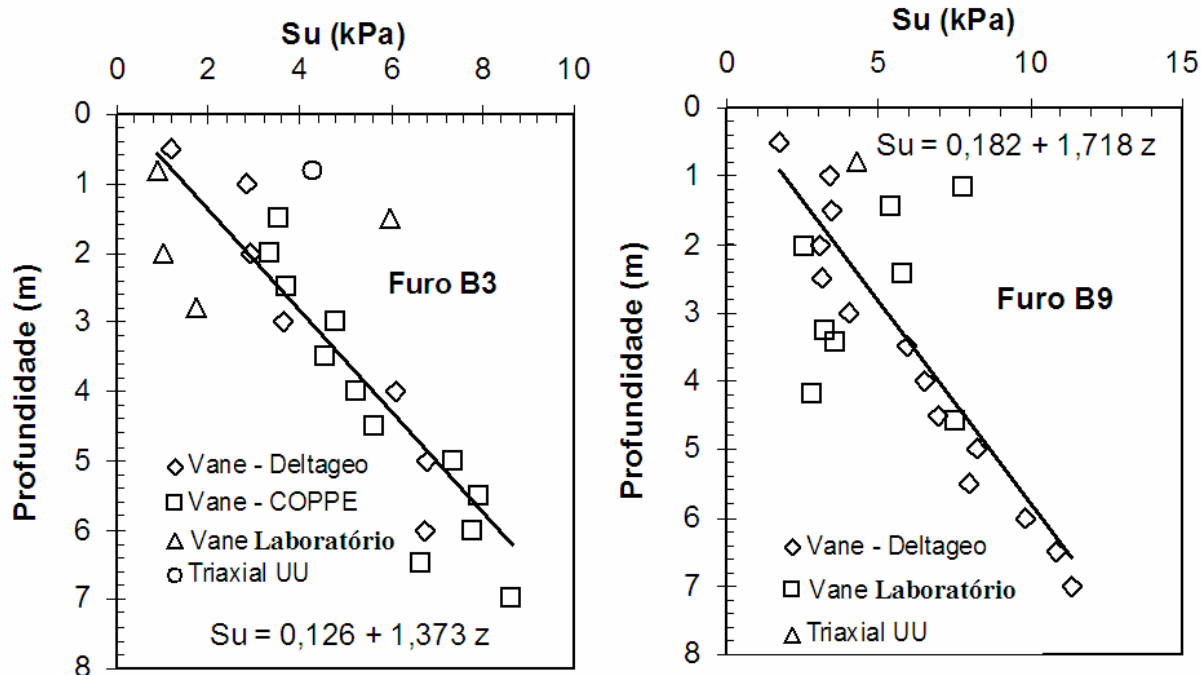


Figura 2.29 – Ensaio de palheta “in situ” (PETROBRAS, 2000).

A simulação numérica apresentada por PETROBRAS (2000) foi dividida em uma fase inicial, de análise da interação solo-duto, seguida de uma segunda fase, com duas análises globais. A primeira etapa teve como objetivo fornecer os coeficientes de reação do solo que vieram a ser utilizados na segunda etapa.

A fase inicial, em estado plano de deformações, considerou a Equação (2.35) que representa o módulo de Young, normalizado pela resistência não-drenada, variando com a profundidade. A Figura 2.30 mostra os diversos coeficientes de reação do solo, encontrados por PETROBRAS (2000), para as diversas profundidades de enterramento consideradas. O valor de cada coeficiente foi tirado do trecho elástico das diversas curvas de força versus deslocamento, para cada caso.

$$E_0 / Su = 307,948 - 80,9164 \cdot H + 15,1711 \cdot H^2 - 1,39619 \cdot H^3 + 0,049 \cdot H^4 \quad (2.35)$$

A segunda fase considerou duas análises globais distintas, ambas bidimensionais: a primeira simulando o duto livre para se deslocar lateralmente, e a segunda simulando a reação lateral do solo através de molas lineares dispostas em toda a sua extensão.

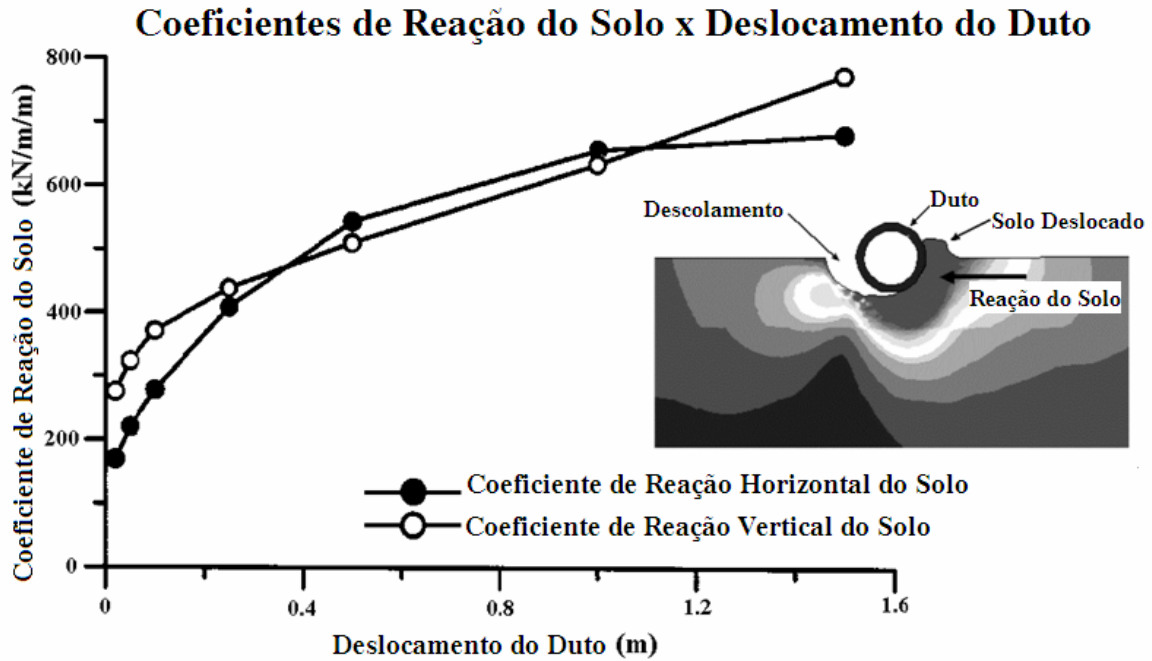


Figura 2.30 – Mobilização da reação do solo com o deslocamento do duto (PETROBRAS, 2000).

Utilizando um elemento de grandes deformações e modelagem elasto-plástica para a primeira simulação, imperfeições geométricas de 8,7 cm e 17,6 cm foram adotadas de modo a provocar a instabilidade estrutural inicial necessária ao processo de ruptura. Um gradiente crescente de temperatura foi sendo incrementalmente aplicado a partir de 21°C até que, para as respectivas temperaturas críticas de 54,8°C e 53,4°C, não houve mais convergência do modelo. Deslocamentos finais de 100,5 cm e 116,6 cm foram encontrados, respectivamente.

Adotando outro elemento, também de grandes deformações e modelagem elástica para a segunda simulação, coeficientes de mola de 403 kN/m/m, equivalentes a um enterramento de 0,25m, foram dispostos ao longo de todo o duto. Aplicando-se as mesmas condições de contorno da primeira simulação, deslocamentos da ordem de 5 mm foram encontrados para temperaturas superiores a 100°C. A grande redução de deslocamentos evidencia a importância da introdução do coeficiente de reação do solo nestes tipos de análises. Os autores também destacam a necessidade da abertura de um espaço entre o duto e o solo para que maiores deslocamentos, associados a um processo de ruptura, possam ocorrer.

Maiores detalhes sobre a descrição do referido acidente também podem ser encontrados em REBELLO et al. (2000) e ALMEIDA et al. (2001).

2.8 A MODELAGEM CENTRÍFUGA

A modelagem centrífuga representa hoje uma excelente ferramenta geotécnica, uma vez que possibilita a análise de problemas reais utilizando o próprio solo como material. Segundo TAYLOR (1995), a centrífuga geotécnica nada mais é do que um sofisticado aparato onde amostras de solo podem ser testadas.

Toda modelagem geotécnica deve respeitar, além das considerações comuns a todas as modelagens, dois aspectos fundamentais: solos são originalmente depositados em camadas, assim sendo têm características estratificadas; e o comportamento do solo é função do estado de tensões e da história de tensões, que variam com a profundidade. O grande interesse da modelagem centrífuga geotécnica está exatamente em respeitar esses aspectos fundamentais.

Modelos de solo podem ser acelerados em uma centrífuga de modo a serem submetidos a um campo inercial de aceleração radial que, desde que o modelo seja coerente, simula o campo gravitacional terrestre, porém muitas vezes maior. Uma amostra de solo em uma caixa acelerada numa centrífuga tem a superfície livre de tensões e um perfil de solo com um nível de tensões que aumenta diretamente com a profundidade a uma taxa relacionada com o peso específico da amostra e com campo de aceleração criado. Assim, em um modelo corretamente planejado, uma profundidade h_m possui exatamente o mesmo nível de tensões do protótipo, para uma mesma amostra de solo, a uma profundidade h_p , onde $h_p = N h_m$ e $N \cdot g$ é a aceleração da centrífuga. Essa é a lei básica de escala de modelos centrífugos.

Assim sendo, para obter equivalência de tensões entre o modelo centrífugo e o protótipo, as dimensões lineares devem ser reduzidas por um fator N , e o modelo acelerado em N vezes a gravidade. Dessa forma, as tensões (inerciais) a uma profundidade z/N no modelo serão idênticas às tensões (gravitacionais) a uma profundidade z no protótipo (Figura 2.31).

Alguns efeitos de escala devem ser considerados. Pode-se assumir a gravidade da terra como sendo uniforme em termos práticos nas análises de comportamento de solos. No entanto, quando utilizando a centrífuga na geração do alto campo gravitacional requerido em modelagens físicas, há uma leve variação da aceleração ao longo do modelo (Figura 2.32).

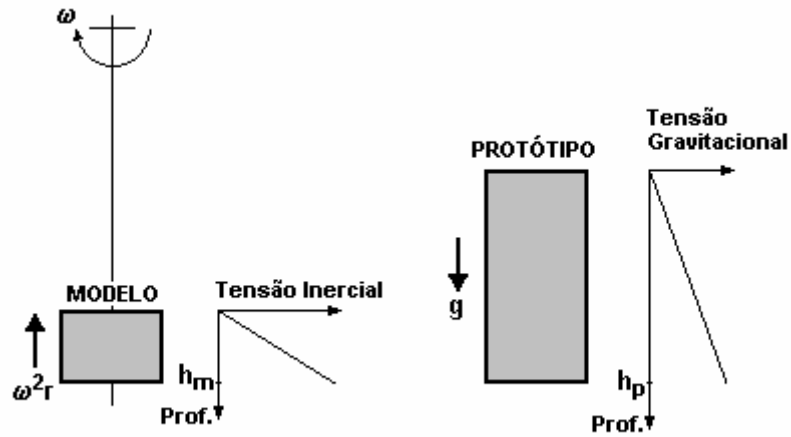


Figura 2.31 – Correspondência entre a tensão inercial em um modelo e a tensão gravitacional no protótipo (TAYLOR, 1995).

Isso se deve ao fato do campo de aceleração inercial variar com o quadrado da velocidade angular e com o raio ($\omega^2 r$). Esse problema, aparentemente complexo, torna-se menor adotando-se cuidados especiais na escolha do raio onde o fator de escala é determinado.

Dentre as principais vantagens da utilização de modelos centrífugos, a relação entre o tempo de adensamento no protótipo e no modelo é a que traz mais benefícios. O fenômeno do adensamento está diretamente relacionado com a dissipação de poro-pressão, sendo portanto um fenômeno de difusão.

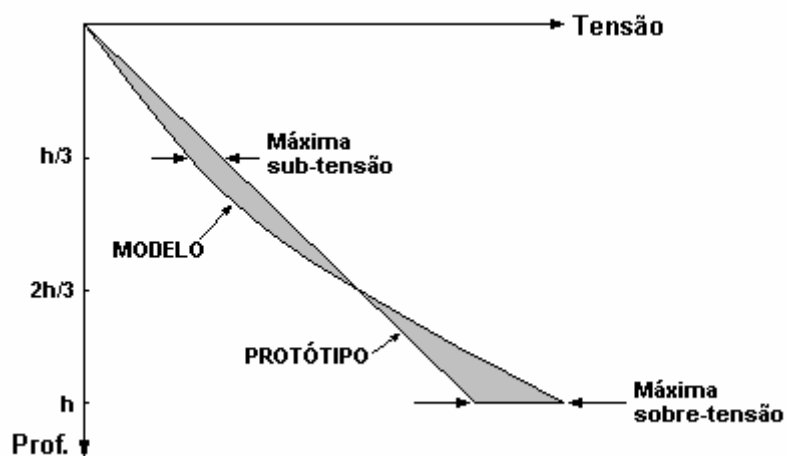


Figura 2.32 – Comparação entre a variação de tensões no modelo e no protótipo (TAYLOR, 1995).

O grau de adensamento é indicado pelo parâmetro adimensional T_v da teoria de Terzaghi, que é o mesmo tanto para o modelo como para o protótipo, sendo diretamente proporcional ao tempo no modelo (t_m) e no protótipo (t_p) e ao coeficiente de adensamento (c_v).

$$T_v = \frac{c_v \cdot t_m}{h_m^2} = \frac{c_v \cdot t_p}{h_p^2} \quad (2.36)$$

Como $h_p = N h_m$, então:

$$t_m = \frac{1}{N^2} t_p \quad (2.37)$$

Isto significa que, por exemplo, 27 anos de fenômenos ligados a difusão no protótipo podem ser simulados em 24 horas de ensaios centrífugos a 100 gravidades, incluindo o adensamento do solo. Essa grande vantagem da modelagem centrífuga tem sido utilizada largamente com excelentes resultados.

No entanto, cuidados especiais devem ser tomados para não generalizar essa conclusão para todos os fenômenos ligados ao tempo. A fluência, por exemplo, não obedece à relação (2.37), tendo os tempos do modelo e do protótipo os mesmos valores. Nessa dissertação, as principais relações de escala estão apresentadas, de maneira resumida, na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Relações de escala em modelos centrífugos (STEWART, 1992).

PARÂMETRO	RELAÇÃO DE ESCALA MODELO / PROTÓTIPO
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Momento Fletor	1/N ³
Tempo (difusão)	1/N ²
Tempo (relaxação)	1

2.9 FERRAMENTAS DE INVESTIGAÇÃO PARA CENTRÍFUGA

O desenvolvimento de novas técnicas de simulação de processos construtivos em centrífuga levou à necessidade de um maior conhecimento dos parâmetros de resistência das camadas utilizadas, levando, portanto, à concepção de ensaios de penetração em vôo, com objetivo de caracterizar a variação da capacidade de suporte do solo com a profundidade.

Naturalmente, as maiores dificuldades na execução de ensaios *in situ* durante a operação da centrífuga residem na emulação dos movimentos e na miniaturização das ferramentas. Assim sendo, procedimentos de execução simples no campo – como o SPT, por exemplo – podem se tornar bastante complexos na centrífuga.

O ensaio de cone permite a obtenção de um horizonte contínuo de resistência ao cisalhamento do solo com a profundidade enquanto o de palheta fornece resultados apenas em algumas profundidades. Muito embora essa pareça ser uma vantagem inquestionável, a correlação entre a resistência medida no cone e a resistência ao cisalhamento do solo é extremamente dependente de relações empíricas (LUNNE et al., 1997), e os fatores empíricos que podem ser deduzidos experimentalmente para o cone são dependentes da razão de sobre-adensamento (ALMEIDA & PARRY, 1985), podendo conduzir a resultados pouco acurados.

ALMEIDA & PARRY (1983) relatam a utilização de ensaios de palheta e cone durante a operação da centrífuga de viga da Universidade de Cambridge com resultados satisfatórios. Os autores apresentam as dificuldades encontradas para a miniaturização das ferramentas, especialmente do cone. Essas dificuldades advêm principalmente do baixo sinal de saída das células de carga que acaba sendo afetado por ruídos elétricos provenientes tanto dos anéis deslizantes quanto dos diversos equipamentos interligados. Os autores apresentam então dois penetrômetros com dispositivos alternativos de modo a contornar o problema. Um dos aparelhos recebeu um amplificador de sinal com capacidade de aumentar cem vezes a leitura original, e o outro recebeu, além do amplificador, uma célula de carga especial sujeita a flexão capaz de aumentar em ainda sete vezes o sinal do primeiro.

A miniaturização do ensaio de palheta também apresenta alguns inconvenientes: o tamanho em escala viável para a ferramenta, comparado à espessura das fundações dos modelos,

permite apenas a realização de uma quantidade limitada de ensaios, muitas vezes insuficiente para caracterizar um determinado comportamento.

Como alternativa às ferramentas existentes, uma nova ferramenta foi desenvolvida na *University of Western Australia* (UWA) e apresentada por STEWART & RANDOLPH (1991) – o penetrômetro barra-T – numa tentativa de combinar as vantagens do cone e da palheta, i.e., fornecer um perfil contínuo de resistência com valores de resistência ao cisalhamento menos dependentes de correlações empíricas.

Na Figura 2.33 está apresentada uma visão esquemática do penetrômetro barra-T que na realidade é a simples adaptação de uma barra cilíndrica, no lugar do cone, na ponta do penetrômetro tradicional. As dimensões da figura são referentes a uma miniatura construída especialmente para um ensaio centrífugo a 100 gravidades. A barra cilíndrica é empurrada contra o solo e a resistência à penetração medida por uma célula de carga de alta sensibilidade situada imediatamente atrás da barra. A superfície cilíndrica da barra é jateada com areia para criar rugosidade, enquanto que as suas superfícies laterais são suavizadas para evitar atrito.

Os resultados são interpretados utilizando-se a solução plástica para o problema de uma pressão limite atuando em um cilindro infinitamente longo, totalmente imerso no meio, empurrado contra um solo coesivo. A expressão bastante simples (2.38) apresentada por STEWART & RANDOLPH (1991) resulta dessas condições, onde P é a força por unidade de comprimento atuante no cilindro, D o seu diâmetro, Su a resistência não-drenada do solo, e N_b o fator de barra.

$$\frac{P}{Su \cdot D} = N_b \quad (2.38)$$

O fator de barra é dependente da rugosidade da superfície do cilindro, representada pelo fator de aderência α . A relação entre o fator de aderência α e o fator de barra N_b não é linear, sendo que os limites superior e inferior da solução plástica coincidem para uma superfície perfeitamente rugosa ($\alpha \rightarrow 1$), divergindo ligeiramente para valores muito baixos do fator de aderência ($\alpha \rightarrow 0$), conforme mostra a Figura 2.34.

Uma vez que o fator de aderência é ligeiramente variável, dependendo da rugosidade da superfície do cilindro, a determinação de um valor fixo para N_b pode exigir algum exercício

de observação. RANDOLPH & HOULSBY (1984) recomendam um valor intermediário de 10,5 para o fator de barra, salientando que as incertezas derivadas do fator de aderência podem afetar em no máximo 13% os resultados analisados.

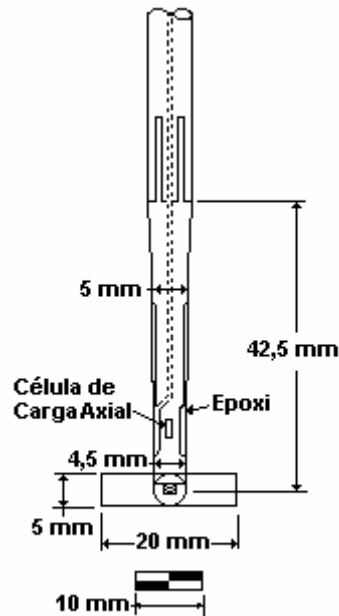


Figura 2.33 – Modelo esquemático do penetrômetro barra-T (HOUSE et al., 2001).

A solução plástica adotada desconsidera o fato da barra ter um tamanho limitado, e de uma pequena parte da área posterior não estar imersa no solo por ser ocupada pela haste da ferramenta. No entanto, esses erros são considerados desprezíveis.

STEWART & RANDOLPH (1991) apresentaram ainda uma série de ensaios em laboratório e em centrífuga comparando os resultados de ensaios triaxiais não-drenados, ensaios de palheta, e ensaios de penetração com o penetrômetro barra-T e com o cone tradicional. Apenas os ensaios de penetração foram realizados durante a operação da centrífuga, tendo os ensaios de palheta sido realizados imediatamente após a finalização da centrifugação.

Os testes em laboratório mostraram valores bastante satisfatórios, com um perfil de resistência do penetrômetro barra-T apresentando resultados mais próximos dos ensaios triaxiais e de palheta do que os resultados do cone tradicional. Para os ensaios centrífugos, de maior interesse para este trabalho, a concordância entre a previsão triaxial e o perfil apresentado pelo penetrômetro barra-T permaneceu bastante satisfatória, tendo sido extremamente boa na hipótese normalmente adensada, adequando-se, em ambos os

casos, melhor que o perfil fornecido pelo cone, conforme mostram as Figura 2.35 (a) e (b). Os resultados dos ensaios de palheta mostraram valores ligeiramente inferiores ao restante, tendo esse fato sido atribuído a efeitos de amolecimento pela paralisação da centrífuga.

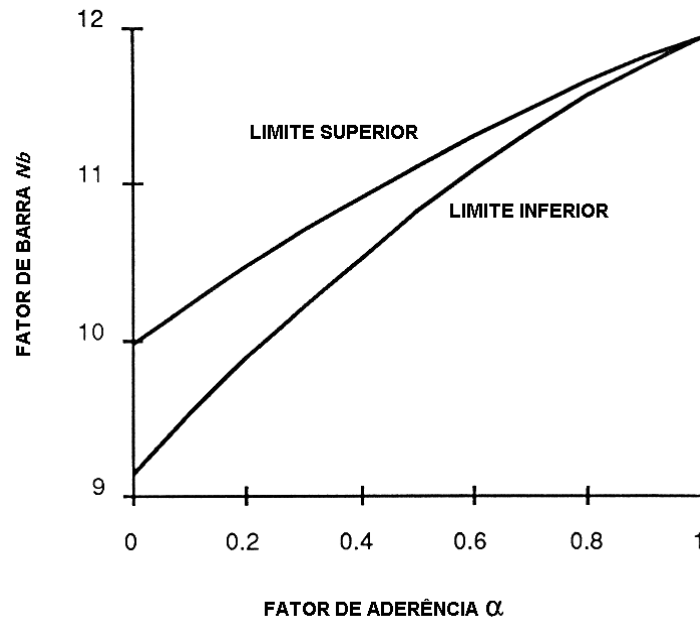


Figura 2.34 – Variação do fator de barra com a rugosidade (STEWART & RANDOLPH, 1991).

Esses efeitos de amolecimento também foram relatados e podem ser claramente observados na Figura 2.36 apresentada por ALMEIDA & PARRY (1983), onde uma série de ensaios de palheta foi realizada durante e após a operação da centrífuga, fornecendo resultados análogos aos observados por STEWART & RANDOLPH (1991).

O penetrômetro barra-T tem sido utilizado não só em ensaios centrífugos, mas também em ensaios de campo, especialmente em investigações *off-shore*. Duas aplicações para esse equipamento são apresentadas como sendo especialmente vantajosas por STEWART & RANDOLPH (1994): a carga lateral última em estacas e a resistência última ao movimento de dutos enterrados no solo, este último de especial interesse para este trabalho. Os autores também concluem que as estimativas de resistência fornecidas pelo aparato são consistentes com as de outros ensaios, sendo que têm a vantagem de não depender de correções.

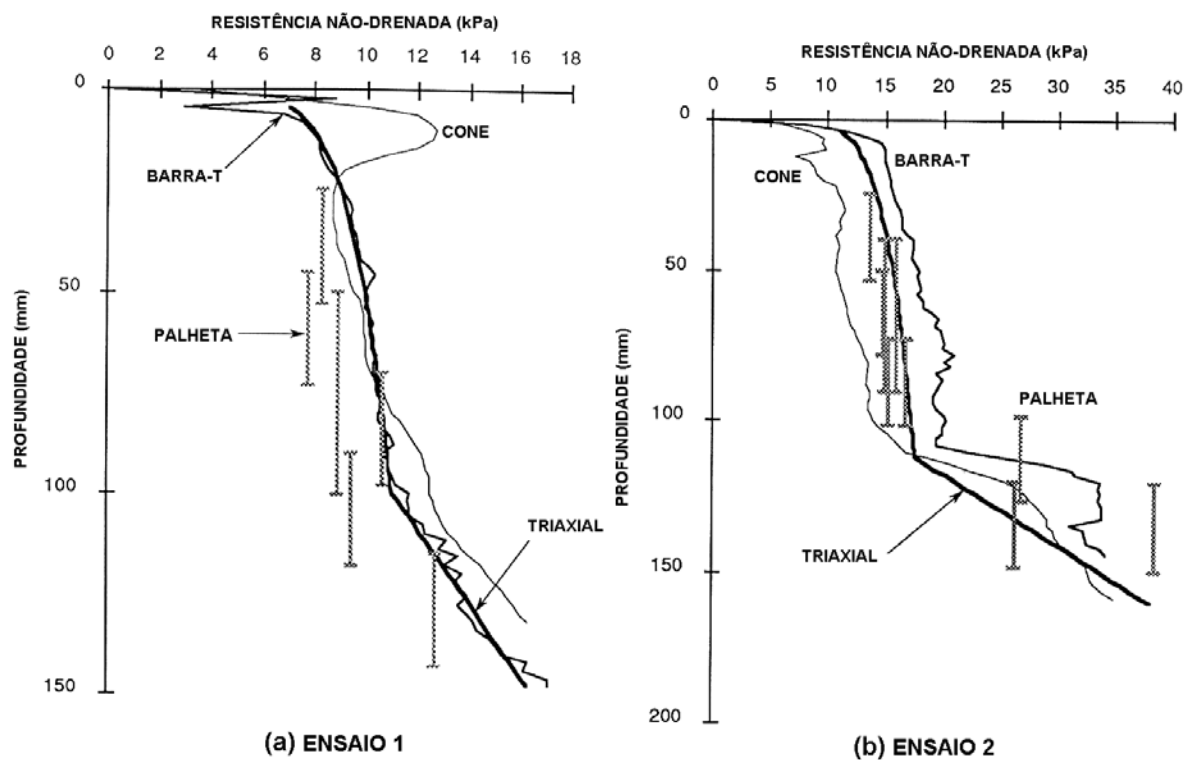


Figura 2.35 – Ensaio centrífugos com barra-T e cone (STEWART & RANDOLPH, 1991).

HEFER & NEUBECKER (1999) apresentam algumas comparações de resultados entre ensaios com o penetrômetro barra-T e o cone tradicional em investigações de campo *off-shore*. Os autores relatam que o penetrômetro barra-T tem duas vantagens principais sobre o cone: em primeiro lugar a célula de carga mede o que é essencialmente a diferença de pressão atuante na barra sem necessidade de correções de poro-pressão, e em segundo lugar a correlação entre a pressão na barra e a resistência ao cisalhamento do solo é feita através de uma solução plástica exata e de formulação simples – equação (2.38).

A Figura 2.37 ilustra as diferenças de áreas de contato nas partes anterior e posterior das duas ferramentas, fator determinante na sensibilidade de leitura do instrumento e na necessidade de correções.

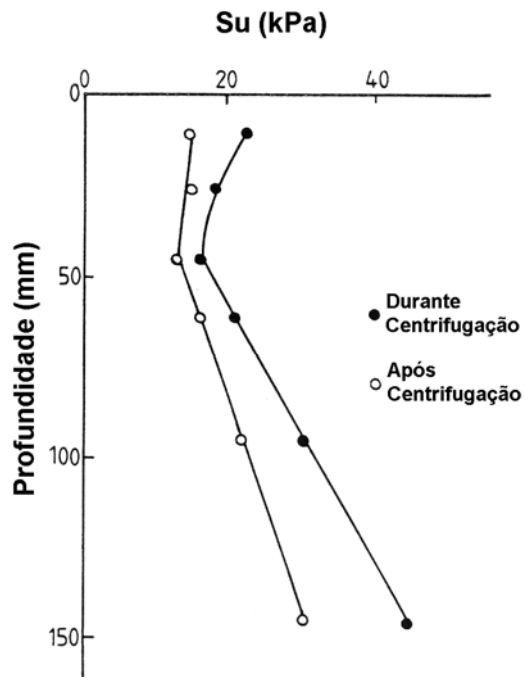


Figura 2.36 – Ensaio de Palheta durante e após centrifugação (ALMEIDA & PARRY, 1983).

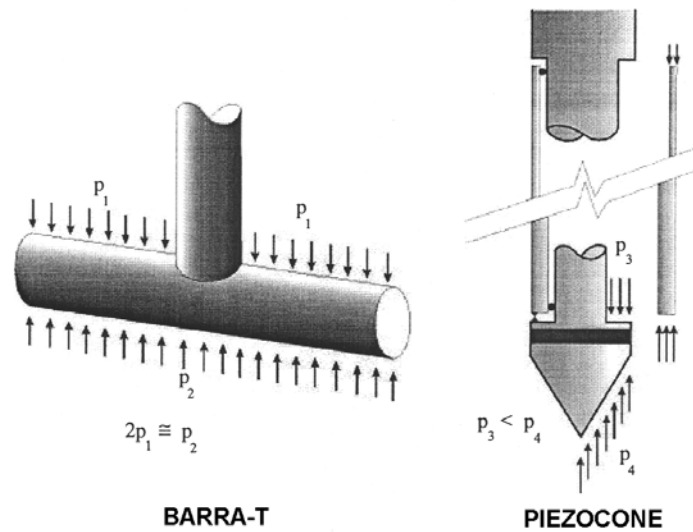


Figura 2.37 – Pressões atuantes no barra-T e piezocone (HEFER & NEUBECKER, 1999).

HEFER & NEUBECKER (1999) apresentam ainda os resultados de diversos ensaios de penetração *off-shore* com o barra-T e o cone. Conforme mostra a Figura 2.38, as curvas do cone corrigidas para poro-pressão (q_T) apresentam uma dispersão visivelmente maior que as curvas de dados diretos do penetrômetro barra-T (q_i), o que pode levar à conclusão que a

dispersão apresentada pelo cone pode não estar associada a uma variação do solo, mas sim a dificuldades de interpretação dos dados coletados.

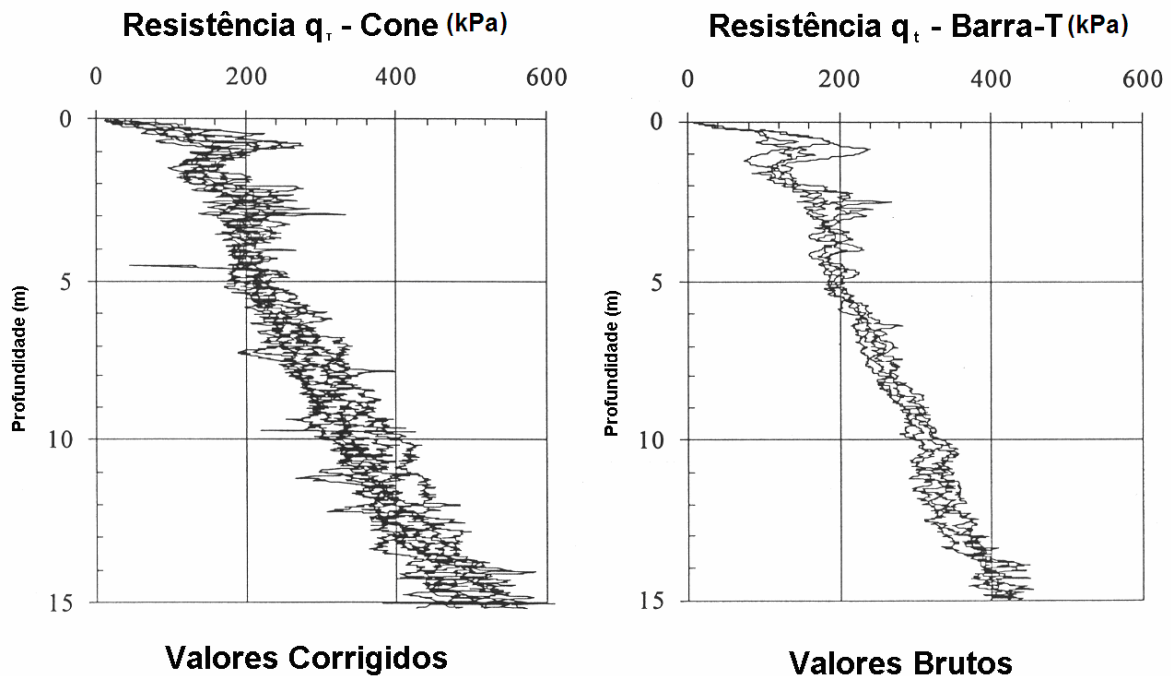


Figura 2.38 – Variação da resistência entre o barra-T e o cone (HEFER & NEUBECKER, 1999).

RANDOLPH et al. (1998) discorrem sobre outros resultados de ensaios *off-shore* e de laboratório com o cone e o penetrômetro barra-T. Segundo os autores, os valores corrigidos do cone e os valores do barra-T apresentam uma concordância muito boa até determinada profundidade, a partir da qual os valores do cone tendem a divergir. Esse resultado pode estar ligado a uma necessidade de correção da resistência para maiores profundidades, ou a um efeito de anisotropia. No entanto, ensaios centrífugos realizados com uma versão ampliada do cone, para compensar os efeitos de diferença de pressão, e com o mesmo material e condições de campo mostraram concordância em todo o perfil. De acordo com os autores, esse fato ampara a hipótese de que, em águas profundas, as diferenças de pressão nas partes anterior e posterior do cone podem afetar as leituras corrigidas.

STEWART & RANDOLPH (1991) concluem que o penetrômetro barra-T não tem por objetivo substituir o ensaio CPT ou o de palheta, mas servir meramente como mais uma

ferramenta de investigação de campo, com vantagens especialmente em ensaios centrífugos.

MACEDO (2004) realizou uma série de ensaios de campo na argila cinza do Rio de Janeiro com um penetrômetro Barra-T confeccionado pela COPPE/UFRJ. Subsidiariamente foram realizados ensaios de piezocone e palheta no mesmo local, bem como ensaios triaxiais em laboratório. O autor relata uma concordância muito grande entre os resultados de resistência não-drenada da argila mole, tendo havido, no entanto, a necessidade de balizar os valores do piezocone pelo ensaio de palheta. Cabe salientar que essa mesma prática não foi necessária para corrigir valores do Barra-T. A Figura 2.39 apresenta os resultados do Barra-T comparados com os de palheta, triaxiais e piezocone obtidos por MACEDO (2004).

2.10 CONSIDERAÇÕES SOBRE EFEITOS DE VELOCIDADE EM ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

Os ensaios de penetração são, por orientação de normas e recomendações internacionais, realizados a uma velocidade constante de 20 mm/s com uma faixa de tolerância típica de 5 mm/s para mais ou para menos. Dessa forma, procura-se evitar que outros parâmetros possam vir a influir nos resultados obtidos, que não a própria resistência do solo.

No entanto, muito vem sendo escrito e estudado a respeito dos efeitos da variação da velocidade de penetração, tanto na leitura da resistência, quanto na obtenção de informações adicionais do solo a partir dessas leituras. LUNNE et al. (1997) enumeram alguns dos possíveis problemas relacionados à velocidade de penetração:

- Correlações entre ensaios de penetração e ensaios de laboratório como o triaxial, uma vez que o tempo de ruptura no CPT é muito menor que no outro, podendo influenciar significativamente parâmetros como N_k ;
- Variações do tempo de ruptura em penetrômetros de tamanhos diferentes dos usuais;
- Através da variação da velocidade de penetração, é possível obter informações sobre o comportamento: drenado, parcialmente drenado e não-drenado de um determinado solo. Essa utilização pode ser especialmente interessante em solos de granulometria intermediária como o silte;

- Situações particulares de carregamento podem requerer informações de comportamento incompatíveis com a velocidade de penetração utilizada no ensaio.

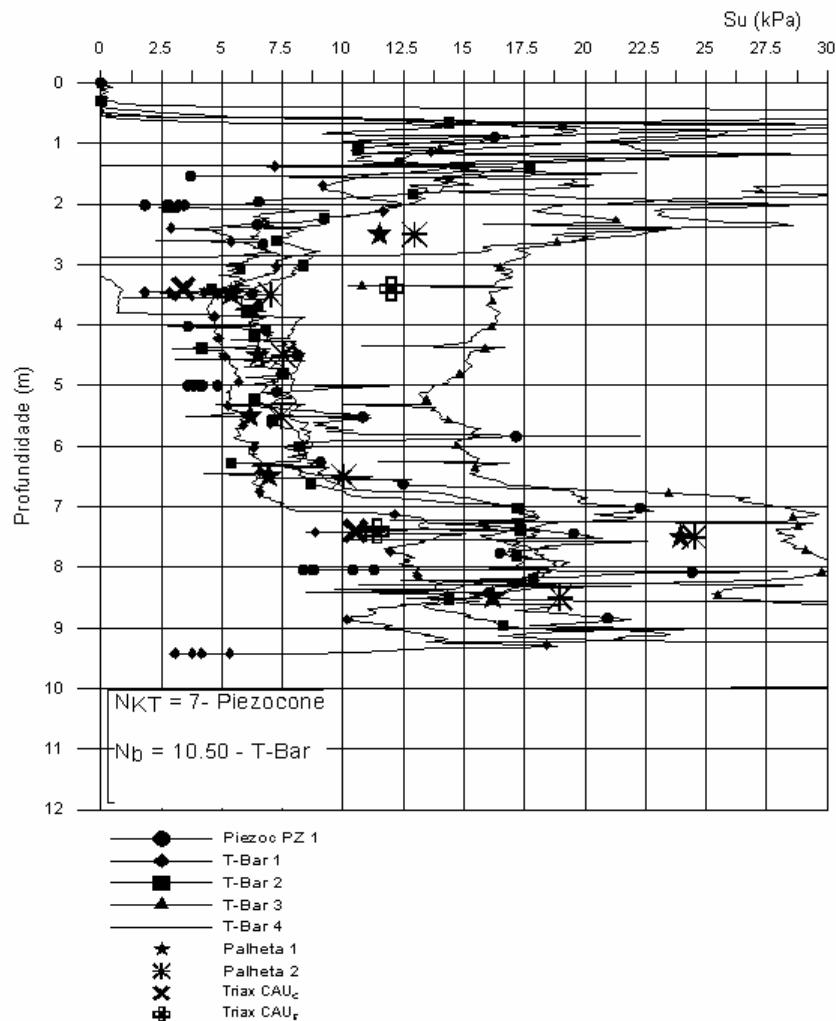


Figura 2.39 – Resultados de Barra-T versus Palheta no Rio de Janeiro (MACEDO, 2004).

DANZIGER & LUNNE (2001) apresentam uma coletânea de ensaios de cone realizados por diversos autores com variação de velocidade de penetração entre 0,059 e 3210 mm/s. A grande parte dos resultados aborda apenas a variação da resistência de ponta e em velocidades inferiores à velocidade padrão de 20 mm/s. Segundo os autores, dentro da faixa de velocidade ensaiada, para a maior parte das argilas o aumento da velocidade de penetração acarreta um aumento da resistência. No entanto, alguns estudos elaborados com uma faixa mais ampla de velocidades, incluindo principalmente velocidades mais baixas, mostram que na realidade existe uma posição onde a resistência é mínima, i.e., existe um ponto a partir do qual à medida que a velocidade diminui, a resistência cresce ao invés de continuar diminuindo.

BEMBEN & MYERS (1974) realizaram ensaios em uma argila levemente sobre-adensada variando a velocidade de penetração entre 0,2 e 200 mm/s. A Figura 2.40 apresenta o resultado dos ensaios mostrando a forma da curva de melhor ajuste aos pontos obtidos. Os autores atribuíram à forma da curva uma combinação de efeitos viscosos e de drenagem de poro-pressão. Eles concluíram que, para velocidades inferiores a 0,5 mm/s, as condições drenadas se aplicam, enquanto que para velocidades superiores a 50 mm/s são aplicáveis as condições não-drenadas.

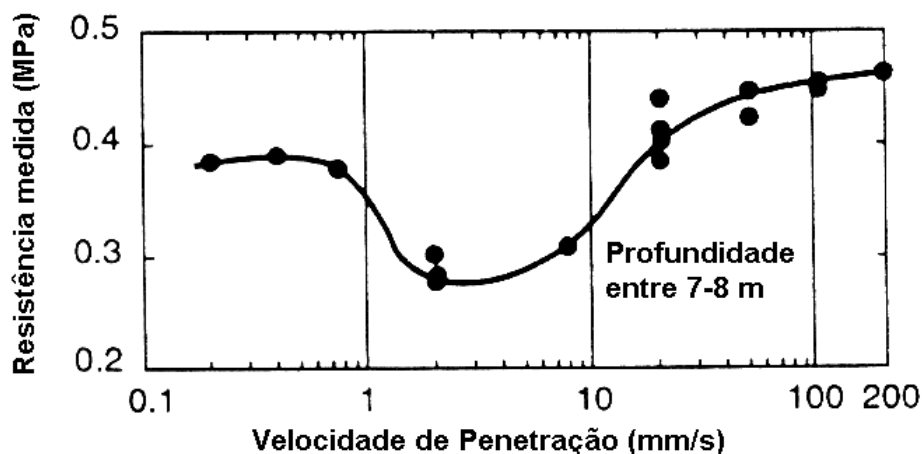


Figura 2.40 – Influência da velocidade de penetração do cone na resistência medida (BEMBEN & MYERS, 1974).

ROY et al. (1982) realizaram também uma série de ensaios em argila siltosa mole, levemente sobre-adensada, com velocidades de penetração variando entre 0,5 e 40 mm/s. Como pode ser observado na Figura 2.41, a forma delineada pelos pontos apresenta bastante semelhança com a da Figura 2.40, mostrando novamente um ponto de mínimo.

Cabe salientar que, em ambos os casos, não houve leitura de poro-pressões, tendo sido traçada a resistência medida (q_c) e não a corrigida (q_T). Esse fato explica o pequeno ganho de resistência no ramo mais lento da curva, pois: à medida que a velocidade diminui, a resistência aumenta, porém, a poro-pressão também diminui, mascarando o verdadeiro ganho de resistência.

ALMEIDA & PARRY (1983) realizaram algumas variações de velocidade de penetração em ensaios de cone, e de velocidade de rotação em ensaios de palheta, ambos em centrífuga. No entanto, as velocidades mínimas utilizadas foram apenas cinco e dez vezes menores que as máximas, respectivamente para a palheta e para o cone. Essa faixa de variação não

foi suficiente para caracterizar a mudança de um comportamento não-drenado para um drenado, conforme pode ser observado nas Figura 2.42 (a) e (b) que mostram os resultados obtidos pelos autores para a palheta e para o cone, respectivamente.

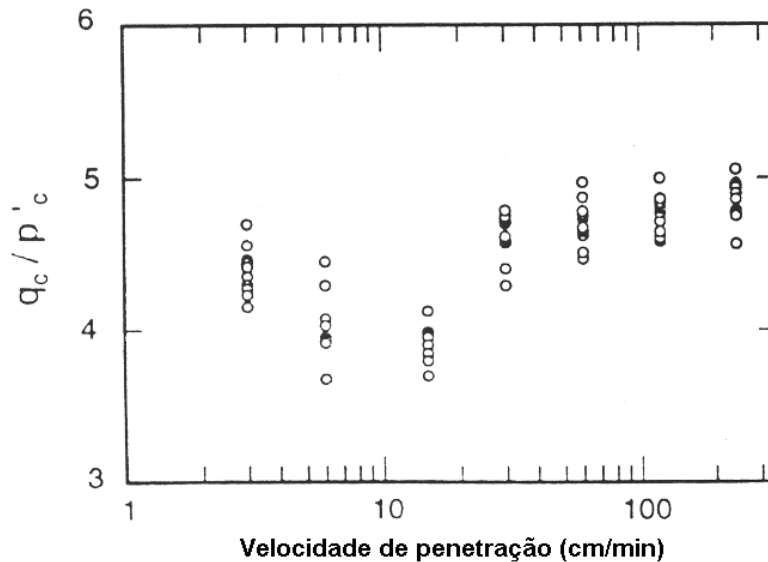


Figura 2.41 – Influência da velocidade de penetração na resistência do cone (ROY et al., 1982).

CHANDLER (1988) relata alguns ensaios de variação de velocidade de rotação de palheta mostrando um comportamento bastante semelhante ao observado na variação de velocidade de penetrômetros, com um aumento significativo de resistência com a redução da velocidade de rotação.

CAMPANELLA et al. (1982) relatam a realização de ensaios de penetração com velocidade variável em uma argila siltosa com permeabilidade da ordem de $8 \cdot 10^{-7}$ cm/s. Os autores mostram que a resistência de ponta efetiva do cone aumentou com a redução da velocidade de penetração, notadamente abaixo de 2 mm/s. Em velocidades da ordem de 0,2 mm/s, o ganho de resistência chegou a cerca de 2,5 vezes o valor inicial. O artigo também comenta que esse ganho de resistência não é muito bem identificado quando se observa apenas a resistência de ponta medida, sendo necessária a subtração das poro-pressões (Figura 2.43).

Basicamente, o que ocorre com a correção de poro-pressões do cone é que a equação $q_T = q_c + u(1 - a)$ acrescenta a poro-pressão atuante na parte traseira do cone, resultando

num valor corrigido (q_T) total, i.e., não efetivo. Esse fato não ocorre no penetrômetro barra-T, uma vez que, por ter áreas quase iguais ($a \cong 1$), mede um valor praticamente efetivo.

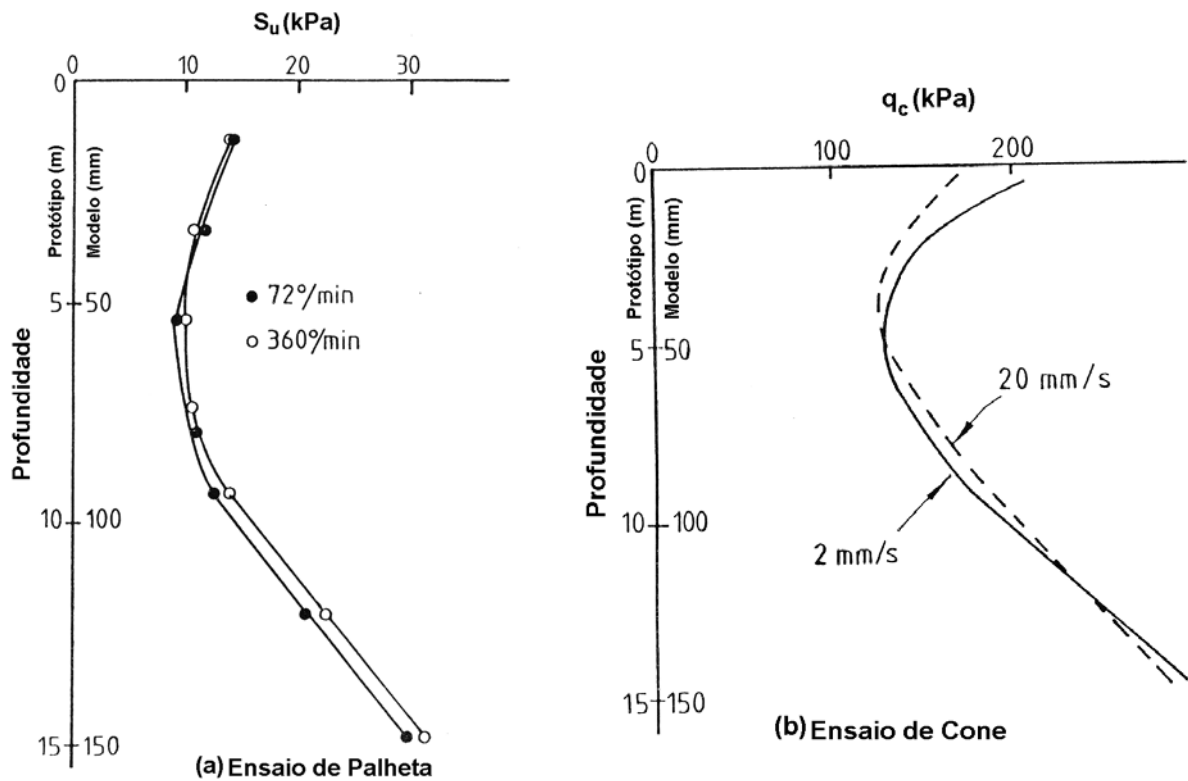


Figura 2.42 – Influência da velocidade de rotação da palheta e de penetração do cone na resistência (ALMEIDA & PARRY, 1983).

RANDOLPH & HOUSE (2001) relatam ensaios realizados na centrífuga de viga da UWA por WATSON & SUEMASA (2001) englobando ensaios de penetração com o cone e com o barra-T, na argila de caulim da UWA. A Figura 2.44 apresenta o resultado desses ensaios para as resistências medida e corrigida do cone, bem como para a resistência medida do barra-T, todas normalizadas pela tensão vertical efetiva, contra a velocidade de penetração também normalizada pela proposta de FINNIE & RANDOLPH (1994). Na Figura 2.44 foram traçadas curvas de ajuste para o cone (tracejada) medido e corrigido e para o barra-T (contínua).

FINNIE & RANDOLPH (1994) propõem uma normalização da velocidade de penetração v baseada numa escala de tempo definida pelo avanço de um diâmetro D do penetrômetro, i.e., D/v . Essa escala de tempo pode ser adimensionalizada multiplicando-se pelo fator c_v/vD , onde c_v é o coeficiente de adensamento vertical. O resultado é o grupo adimensional

c_v/vD ou vD/c_v , utilizado pelos autores para demonstrar a variação da capacidade de fundações em solo calcários, mostrando um comportamento não-drenado para $vD/c_v > 30$, e um comportamento drenado para $vD/c_v < 0,01$.

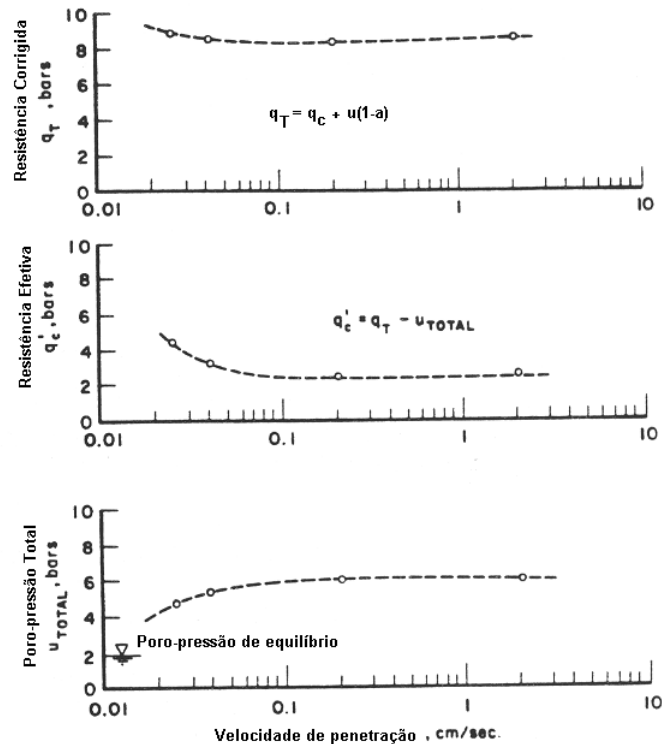


Figura 2.43 – Comparação entre resistência corrigida e efetiva (CAMPANELLA et al., 1982)

Na Figura 2.44 pode-se observar que os resultados do penetrômetro barra-T apresentam uma razão entre a resistência medida no comportamento drenado, dividido pelo não-drenado, de cerca de 3,8, contra uma razão de 2,8 para a resistência medida do cone. No entanto, ambos os ensaios apresentam valores de transição de comportamento compatíveis com aqueles encontrados por FINNIE & RANDOLPH (1994), i.e., $vD/c_v > 20$ para situações não-drenadas, e $vD/c_v < 0,5$ para situações drenadas.

RANDOLPH & HOUSE (2001) propuseram uma tentativa de fazer uso da relação entre a resistência à penetração e a velocidade para obter uma medida de campo do coeficiente de adensamento vertical. Optou-se então pela realização de um ensaio com velocidades de penetração variáveis, onde os valores seriam diminuídos sucessivamente após o avanço de 1 ou 2 diâmetros em cada estágio.

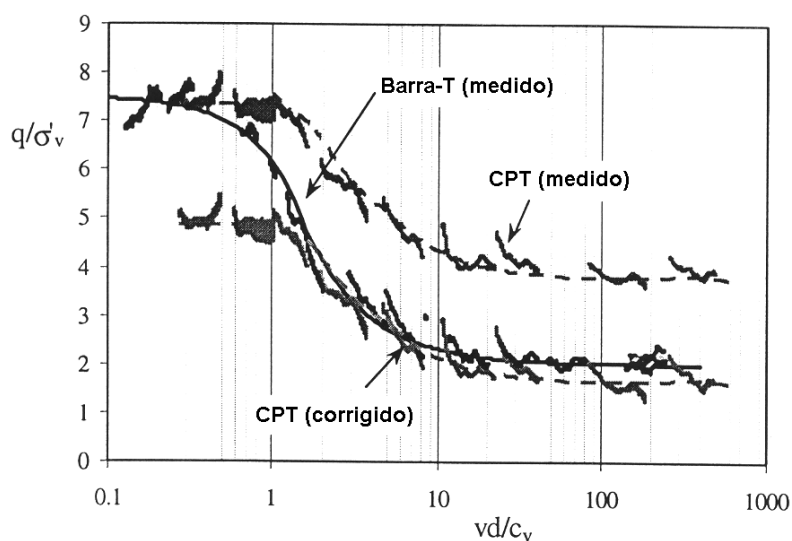


Figura 2.44 – Variação da resistência de penetração com a velocidade (WATSON & SUEMASA, 2001)

Observou-se que em um primeiro instante, à medida que a velocidade foi sendo reduzida, a resistência também diminuía ao invés de aumentar. Após um ponto de transição com vd/c_v entre 10 e 20, a resistência deixou de diminuir tendendo à estabilização. Esse comportamento corresponde à transição entre um domínio onde os efeitos viscosos são mais importantes para uma situação onde a dissipação de poro-pressões é mais importante.

Foi verificado também que os ensaios de velocidade variável realizados com sucessivos percursos de velocidade constante (Δz) de 2 diâmetros apresentaram um ganho maior de resistência do que os de 1 diâmetro. Esse fato se deve ao maior tempo de obtenção de um estado de equilíbrio para intervalos de percurso maiores. Esses aspectos podem ser melhor visualizados através da Figura 2.45, apresentada por RANDOLPH & HOUSE (2001).

Os autores ainda comentam que, em ensaios de campo, seria necessária a redução da velocidade de penetração até que a resistência apresentasse um ganho de pelo menos 50%, supostamente equivalente a uma velocidade normalizada de 4, de maneira a caracterizar a curva de variação e permitir a inferência do valor do coeficiente de adensamento. RANDOLPH & HOUSE (2001) fazem ainda uma avaliação do tempo necessário para realização de um ensaio de penetração variável, e sua comparação com um ensaio de dissipação com piezocone, conforme proposto por BALIGH & LEVADOUX (1986 a,b). Segundo os autores, o tempo total para condução de um ensaio com 8 velocidades e um percurso por estágio de 2 diâmetros de comprimento, em centrífuga, é de

cerca de 30 minutos. Em escala de protótipo, assumindo-se uma velocidade normalizada de penetração mínima de 4, o tempo total para realização do ensaio foi calculado em aproximadamente 20% e 80% (dependendo da localização do elemento poroso) do tempo necessário para que ocorra 50% da dissipação em um ensaio de piezocone. Para valores de coeficiente de adensamento entre 10 e 100 m²/ano, um penetrômetro barra-T de 40 mm de diâmetro apresentaria um tempo de ensaio entre 8 e 80 minutos.

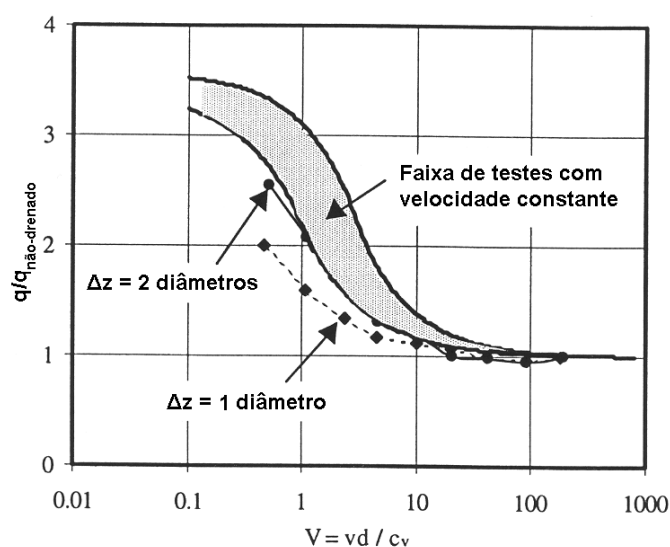


Figura 2.45 – Efeito do comprimento dos intervalos de penetração nos ensaios de velocidade variável (RANDOLPH E HOUSE, 2001).

Um outro aspecto que ainda deve ser discutido é a questão da anisotropia do solo e o efeito dos diferentes ensaios para determinação dos coeficientes de adensamento nos valores obtidos. Em laboratório, a prática corrente para determinação do coeficiente de adensamento vertical é a utilização do ensaio oedométrico. No campo, utiliza-se o piezocone que, através do ensaio de dissipação, fornece o coeficiente de adensamento, inicialmente para uma condição de drenagem horizontal, que posteriormente é inferida para uma condição vertical.

Para certas aplicações, como é o caso do adensamento no entorno de estacas cravadas, os valores obtidos através de ensaios de dissipação com piezocones são bastante apropriados. No entanto, para situações envolvendo aplicação de cargas verticais, um ensaio de penetração parcialmente drenado poderia fornecer valores mais adequados às características de um processo de adensamento dessa natureza, muito embora esse valor de coeficiente de adensamento fosse afetado tanto pela drenagem vertical quanto pela horizontal. Dessa forma, a utilização de um ensaio de penetração com velocidade variável

para obtenção de um valor do coeficiente de adensamento vertical torna-se especialmente interessante por fornecer uma forma alternativa de aferir as influências dos processos de drenagem vertical e horizontal.

Quanto às condicionantes dimensionais em modelagem de ensaios de penetração, em OLIVEIRA (2001) e HOUSE et al (2001) está apresentado um estudo baseado em uma série de testes com o penetrômetro Barra-T em centrífuga, investigando a variação do valor obtido da resistência de argilas em função da velocidade de penetração. Os autores chegam à conclusão que, para um solo com valores de velocidade de penetração normalizada acima de 70, o comportamento é essencialmente não-drenado e não há grande influência de efeitos viscosos. A definição da velocidade normalizada \bar{v} , proposta por FINNIE e RANDOLPH (1994), pode ser vista na Equação (2.39), onde c_v é o coeficiente de adensamento vertical, v a velocidade de penetração e D o diâmetro da barra.

$$\bar{v} = \frac{v \cdot D}{c_v} \quad (2.39)$$

OLIVEIRA (2001) apresenta uma proposta de tratamento matemático para a variação da resistência não-drenada para a drenada, desconsiderando-se os fenômenos viscosos. A variação da resistência de ponta, medida em um ensaio de penetração, com a velocidade de avanço do penetrômetro pode ser matematicamente representada em termos de equações diferenciais. Essa formulação, muito embora não leve em consideração todos os fenômenos envolvidos, simula, de maneira geral, o comportamento drenado ou não-drenado do carregamento aplicado.

Inicialmente cabe colocar que o ponto de interesse é o equacionamento da relação entre a resistência de um solo e a velocidade com que é feito o carregamento desse solo. Dessa forma, procurou-se isolar desse equacionamento a influência da viscosidade, por questão de simplicidade do modelo adotado. Certamente que existirão perdas de informação nesse processo.

De maneira geral, desprezando-se os efeitos viscosos, de maior influência nas velocidades mais altas, a resistência mobilizada em um carregamento drenado tende a ser maior que em um carregamento não-drenado. Esse fenômeno pode ser facilmente verificado na prática e se deve ao fato de, em um carregamento drenado, haver tempo suficiente para dissipação

das poro-pressões, acarretando assim um aumento da tensão efetiva e conseqüentemente da resistência. Dessa forma, à medida que o tempo de carregamento aumenta, a resistência também aumenta, proporcionando um ganho de resistência – carregamento drenado. Da mesma forma, à medida que o tempo de carregamento diminui, a resistência também diminui, acarretando uma perda de resistência – carregamento não-drenado.

No entanto, não faz sentido supor que a resistência do solo aumente ou diminua indefinidamente, sendo mais razoável assumir que ela é finita tanto no caso de um carregamento perfeitamente drenado, quanto no caso de um carregamento perfeitamente não-drenado.

Resumidamente, são consideradas as seguintes hipóteses para que a formulação possa ser colocada:

- O solo é homogêneo;
- Foram desprezados os fenômenos viscosos;
- A resistência do solo em um carregamento totalmente drenado ou totalmente não-drenado é finita.

Considera-se resistência normalizada a razão entre a resistência em um momento qualquer e a resistência mínima, na situação não-drenada. Assim, a resistência normalizada da situação não-drenada é 1, enquanto que para a situação drenada é um valor maior do que 1. A taxa com que a resistência normalizada varia com o tempo será chamada de taxa de ganho de resistência.

Supor que a resistência de um solo passa de um valor menor, associado a um carregamento mais rápido, para um valor maior, associado a um carregamento mais lento, significa dizer que, em uma situação não-drenada, não há ganho de resistência, i.e., a taxa de ganho de resistência é zero, e que, à medida que se aproxima da condição drenada, o solo também deixa de ganhar resistência, i.e., vai tendo redução contínua da taxa de ganho de resistência. Nas situações limites em que essas taxas de ganhos de resistência chegam a zero, o valor das resistências normalizadas passa a ser constante. No entanto, entre essas duas situações limites, há todo um período intermediário e parcialmente drenado em que a resistência normalizada é variável, alcançando uma taxa de variação máxima.

Assim sendo, a taxa máxima de ganho de resistência estará em algum lugar entre as duas situações limites apresentadas, e a taxa de ganho de resistência a um tempo infinito de

carregamento deverá ser nula (ponto inicial sem ganho de resistência), assim como a taxa de ganho de resistência a um tempo zero de carregamento também deverá ser nula (ponto final de ganho de resistência máximo b). Essa situação pode ser representada por uma curva com duas raízes, i.e. pontos onde não há mais ganho de resistência, definida exatamente entre essas situações limite. Seja então uma função taxa de ganho de resistência $f(q)$ definida no intervalo $[0,b]$; tal que b é real.

$$f(q) = q \cdot (b - q) \quad ; \quad \forall q \in [0,b] \quad (2.40)$$

A função $f(q)$ - uma parábola - é a função suave, integrável no intervalo definido, mais simples que atende às condições impostas anteriormente. O intervalo de definição da função $[0,b]$ foi adotado iniciando em zero por comodidade matemática. O valor zero desse intervalo representa o valor da resistência normalizada em um carregamento não-drenado, enquanto que o valor b significa o valor da resistência normalizada em um carregamento drenado. Conforme colocado anteriormente: a resistência normalizada de um carregamento não-drenado é igual a um, e não a zero, no entanto, ao final da formulação, será feita uma translação da solução obtida de maneira a compensar essa simplificação.

A função taxa de ganho de resistência $f(q)$ está traçada na Figura 3.1 e apresenta valores nulos para as resistências normalizadas $q = 0$ e $q = b$, com valor máximo em $q(b/2)$. Isso significa que essa função é nula quando a resistência normalizada também é nula ou quando a resistência normalizada tem o valor q , i.e., quando o tempo é muito pequeno (comportamento não-drenado) ou muito grande (comportamento drenado), respectivamente.

Supondo que, ao se impor um determinado carregamento, a taxa de ganho de resistência, i.e., a taxa de variação da resistência normalizada em um determinado instante, apresenta um comportamento compatível com a função $f(q)$ proposta em (2.40), então a seguinte equação diferencial pode ser escrita:

$$q' = k \cdot f(q) \quad ; \quad \forall q \in [0,b] \quad (2.41)$$

onde k é uma constante de proporcionalidade, ou de uma maneira mais completa:

$$q' = k \cdot q \cdot (b - q) \quad ; \quad \forall q \in [0,b] \quad (2.42)$$

Taxa de Ganho de Resistência

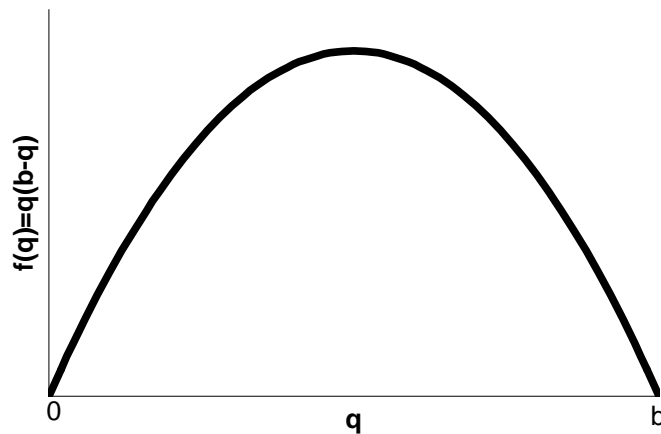


Figura 3.1 – Resistência normalizada versus taxa do ganho de resistência (parábola).

Desenvolvendo a equação (2.42) e integrando em ambos os lados vem:

$$\frac{dq}{dt} = k \cdot q \cdot (b - q)$$

$$\int \frac{1}{q \cdot (b - q)} dq = \int k \cdot dt \quad \Rightarrow \quad \int \left(\frac{1/b}{q} + \frac{1/b}{b - q} \right) dq = \int k \cdot dt$$

$$\frac{1}{b} \ln(q) - \frac{1}{b} \ln(b - q) = k \cdot t + c$$

$$\ln\left(\frac{q}{b - q}\right) = b \cdot k \cdot t + b \cdot c \quad \Rightarrow \quad \frac{q}{b - q} = e^{b \cdot c} \cdot e^{b \cdot k \cdot t}$$

Isolando q vem:

$$q = \frac{b}{1 + \frac{1}{e^{b \cdot c}} e^{-b \cdot k \cdot t}} \quad (2.43)$$

A equação (2.43) relaciona a resistência normalizada e o tempo utilizado para um determinado carregamento, onde b , k e c são constantes.

No entanto, em se tratando de ensaios de penetração, a determinação do tempo de carregamento pode se tornar bastante complicada. Observando as variáveis envolvidas no problema, conclui-se que a velocidade de penetração está diretamente relacionada com o tempo e é de fácil mensuração.

Assim sendo, seja um penetrômetro introduzido num solo homogêneo com uma determinada velocidade V . Supõe-se que a taxa com que a velocidade de penetração diminui em um determinado instante é diretamente proporcional ao valor da velocidade naquele instante, i.e., a desaceleração da penetração é variável e diretamente proporcional ao valor da velocidade em cada ponto. Em termos matemáticos, a assertiva acima pode ser escrita da seguinte forma:

$$V' = \frac{dV}{dt} = -m \cdot V \quad ; \quad \forall V \in [0, n] \quad (2.44)$$

onde m é a constante de proporcionalidade. A equação (2.44) é uma equação bastante conhecida da física clássica e representa vários fenômenos, tais como: a lei do decaimento radioativo e a equação de um corpo caindo em um meio resistente.

Na equação (2.44), considerando-se $V = n$ em $t = 0$, a solução clássica, segundo APOSTOL (1967) é:

$$V(t) = n \cdot e^{-m \cdot t} \quad (2.45)$$

Mantendo-se os intervalos de validade para as funções q e V , re-escrevendo a equação (2.45) como $t(V)$ e substituindo em (2.43) vem:

$$t = -\frac{1}{m} \ln\left(\frac{V}{n}\right) \quad (2.46)$$

$$q = \frac{b}{1 + \frac{1}{e^{b \cdot c}} e^{\frac{b \cdot k}{m} \ln\left(\frac{V}{n}\right)}} \Rightarrow q = \frac{b}{1 + \frac{1}{e^{b \cdot c}} \left(\frac{V}{n}\right)^{\frac{b \cdot k}{m}}} \quad (2.47)$$

Renomeando as constantes, a equação (2.47) pode ser re-escrita da seguinte forma:

$$q = \frac{b}{1 + \omega \cdot V^\eta} \quad (2.48)$$

Onde:

$$\eta = \frac{b \cdot k}{m} \quad (2.49)$$

e

$$\omega = \frac{n^{-\eta}}{e^{b \cdot c}} \quad (2.50)$$

Algumas observações ainda precisam ser levantadas em relação à Equação (2.48). Conforme foi dito anteriormente, há a necessidade de se efetuar uma translação da curva solução, de modo que a resistência normalizada passe do valor zero para o valor 1. Inicialmente o sinal de η deve ser avaliado de modo a se adotar os sinais mais adequados para as constantes envolvidas. Supondo η positivo, à medida que V tende a zero, q tende a b , e à medida que V tende a infinito, q tende a zero. Partindo-se da hipótese que η é um valor negativo, à medida que o valor de V tende a infinito, o valor de q tende a b . Por outro lado, à medida que V tende a zero, q tende também a zero. Adotando-se por comodidade a hipótese de η negativo, a Equação (2.48) deverá obedecer às seguintes condições de contorno:

$$V \rightarrow \infty \quad \Rightarrow \quad q \rightarrow 1 \quad (2.51)$$

$$V \rightarrow 0 \quad \Rightarrow \quad q \rightarrow 1 - b \quad (2.52)$$

As condições (2.51) e (2.52) exigem uma translação da curva (2.48) que pode ser obtida somando-se $a = 1 - b$. Dessa forma, a Equação (2.48) fica:

$$q = a + \frac{b}{1 + \omega \cdot V^\eta} \quad (2.53)$$

Em (2.53), quando V tende a infinito, q tende a 1; e quando V tende a zero, q tende a $1 - b$, satisfazendo assim às condições de contorno.

Na Equação (2.53), as constantes a e b estão ligadas pela seguinte expressão:

$$a + b = 1 \quad (2.54)$$

Observando a condição de contorno (2.52), isso significa dizer que a é o valor máximo da resistência normalizada, e que o valor mínimo é 1, i.e. sem ganho de resistência, ajustando-se perfeitamente à normalização.

Substituindo (2.39) em (2.53) vem:

$$q = a + \frac{b}{1 + \omega \left(\frac{v \cdot d}{c_v} \right)^\eta} \quad (2.55)$$

Segundo proposição de HOUSE et al. (2001), da Equação (2.55), conhecendo-se as constantes b , ω e η , é possível obter-se o valor de c_v a partir de um valor de resistência normalizada associado a uma velocidade de penetração.

Adotando-se valores para as constantes b , ω e η , de modo que a curva se aproxime o melhor possível dos dados obtidos, a Figura 2.46, apresentada por HOUSE et al. (2001), mostra a variação da resistência de uma argila, preparada a base de caulim, com a velocidade de introdução do penetrômetro Barra-T. Pode-se observar que para velocidades muito baixas (comportamento próximo ao drenado) o valor da resistência à penetração pode chegar a cerca de três vezes o valor não-drenado de referência.

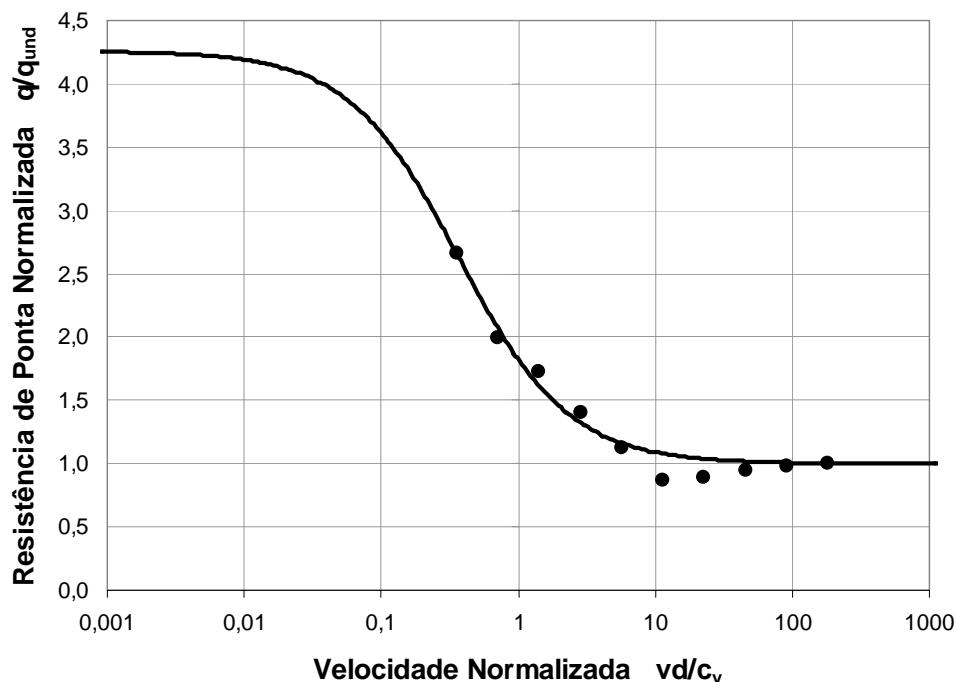


Figura 2.46 – Variação da resistência com a velocidade normalizada (HOUSE et al., 2001).

2.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objeto de estudo desta tese é a interação solo estrutura aplicada à flambagem lateral de dutos, tratando-se, portanto, de um assunto interdisciplinar que envolve diretamente engenharia civil, de materiais, além de envolver diretamente computação, mecânica, eletrônica e técnicas de modelagem e de análise experimental. Sendo assim, de maneira a não estender desnecessariamente e tornar superficial a revisão bibliográfica, optou-se por manter o foco em engenharia civil, mais especificamente na interface entre as áreas de estruturas e geotecnia, porém com o ponto de vista geotécnico.

Mantendo essa diretriz, foi abordada inicialmente a concepção física geral do fenômeno de flambagem dutos submetidos a ciclos de carregamento axial por variação de temperatura. Posteriormente, foi acrescentado que a representação analítica da flambagem de dutos engloba interações axiais, laterais e verticais entre duto e solo. Colocou-se então que o foco central do presente trabalho está na reação lateral do solo à solicitação do duto.

Alguns trabalhos de cunho genérico foram apresentados, tendo sido dada ênfase à publicação “Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe” da ASCE (2001), onde o

assunto é tratado de maneira extremamente prática e objetiva. Outros trabalhos-chave também foram apresentados como o de MARTIN & COCHARD (1978) que, muito embora seja sobre âncoras planas, engloba uma série de considerações sobre formas de ruptura que foram amplamente aplicadas neste trabalho.

A flambagem de dutos, apesar da separação acadêmica entre vertical e lateral e do interesse específico nesta última, não é um processo dualizado, mas antes um fenômeno conjuntural cujas condicionantes principais são as imperfeições iniciais e a direção de menor trabalho para alívio das tensões axiais. Sendo assim, em função da inevitável associação de fenômenos e do parco número de publicações com foco geotécnico sobre flambagem lateral, optou-se por englobar alguns trabalhos envolvendo a também direção vertical, bem como solos argilosos e arenosos.

Não obstante a maioria dos acidentes envolvendo flambagem lateral de dutos ocorra em terreno argiloso de baixa consistência, considerou-se levantar informações de comportamento também em terrenos arenosos, muito úteis no balizamento das análises de informação.

Mais diretamente dentro do assunto abordado, PAULIN et al. (1995) realizaram uma série de ensaios de arraste lateral com resultados um pouco inferiores aos esperados. Na realidade, a proposta de trabalho dos autores foi arrastar o duto lateralmente através de fios. Sendo assim, não há como garantir que a força lida é efetivamente horizontal, podendo haver variações na direção e na magnitude. A principal vantagem dos resultados encontrados nesta pesquisa refere-se à baixa resistência não-drenada utilizada no solo dos modelos, com valores variando entre 0,3 e 3,5 kPa. Esse cenário caracteriza bem a situação de enterramento típica dos dutos, uma vez que o material de cobertura, via de regra, é o próprio solo extraído das camadas mais superiores do leito, cisalhado por completo e posteriormente lançado por sobre o duto.

Muito embora os autores tenham controlado com precisão a velocidade de execução dos ensaios, não há informações sobre o coeficiente de adensamento vertical do material utilizado. Assim sendo, não há como se calcular a velocidade adimensional dos testes e se estabelecer uma comparação eficiente com outros trabalhos.

A descrição de um caso real de flambagem lateral de dutos por ciclagem térmica em argila muito mole, ocorrido no Rio de Janeiro em 2000 com o oleoduto PE-II da PETROBRAS, foi

apresentada baseada no relatório PETROBRAS (2000). Nesta ocasião, uma grande quantidade de óleo cru contaminou a Baía de Guanabara causando grandes prejuízos ambientais para o Estado e comerciais para a Empresa.

Considerações resumidas sobre modelagem centrífuga foram levantadas, apontando-se vantagens e desvantagens do processo, bem como as principais relações de escala. Alguns comentários foram tecidos acerca das distorções existentes no campo inercial gerado pela rotação, especialmente em centrífugas de tambor de pequeno raio.

A seguir foram apresentadas algumas das ferramentas mais utilizadas para medição da resistência da camada de solo, i.e., o mini-piezocone e a mini-palheta de vôo. Um novo penetrômetro Barra-T, desenvolvido por STEWART & RANDOLPH (1991), foi escolhido como ferramenta de medição da resistência não-drenada da argila, em função do grande número de vantagens em relação ao piezocone, além da facilidade de construção.

Coube também uma breve introdução a respeito dos efeitos de velocidade em ensaios de penetração, mais especificamente sobre a transição de velocidades drenadas para não-drenadas. Não foram feitas maiores considerações sobre efeitos viscosos, mesmo sabendo-se da sua fundamental importância na determinação de resistências. Procurou-se, antes disso, caracterizar devidamente as velocidades adotadas no processo para posteriores comparações em trabalhos futuros.

CAPÍTULO 3

Aparato Experimental de Ensaio Centrífgos

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por objetivo apresentar os equipamentos já existentes bem como os desenvolvidos para obtenção dos dados experimentais desse trabalho. Assim sendo, foi detalhado o funcionamento da centrífuga geotécnica da COPPE, as modificações e inclusões efetuadas neste equipamento para que pudessem ser feitos os ensaios centrífugos (Ng). Este detalhamento se justifica pela necessidade de um registro escrito do sistema, facilitando futuras manutenções e atualizações.

3.2 A CENTRÍFUGA DA COPPE

A mini centrífuga geotécnica de tambor da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, foi projetada e montada pela empresa *G-Max Scotland Ltd*, em 1995, no Laboratório de Geotecnia. A Figura 3.1 apresenta uma visão esquemática do funcionamento da centrífuga. O equipamento foi sub-dividido em sete sistemas independentes com funções complementares.

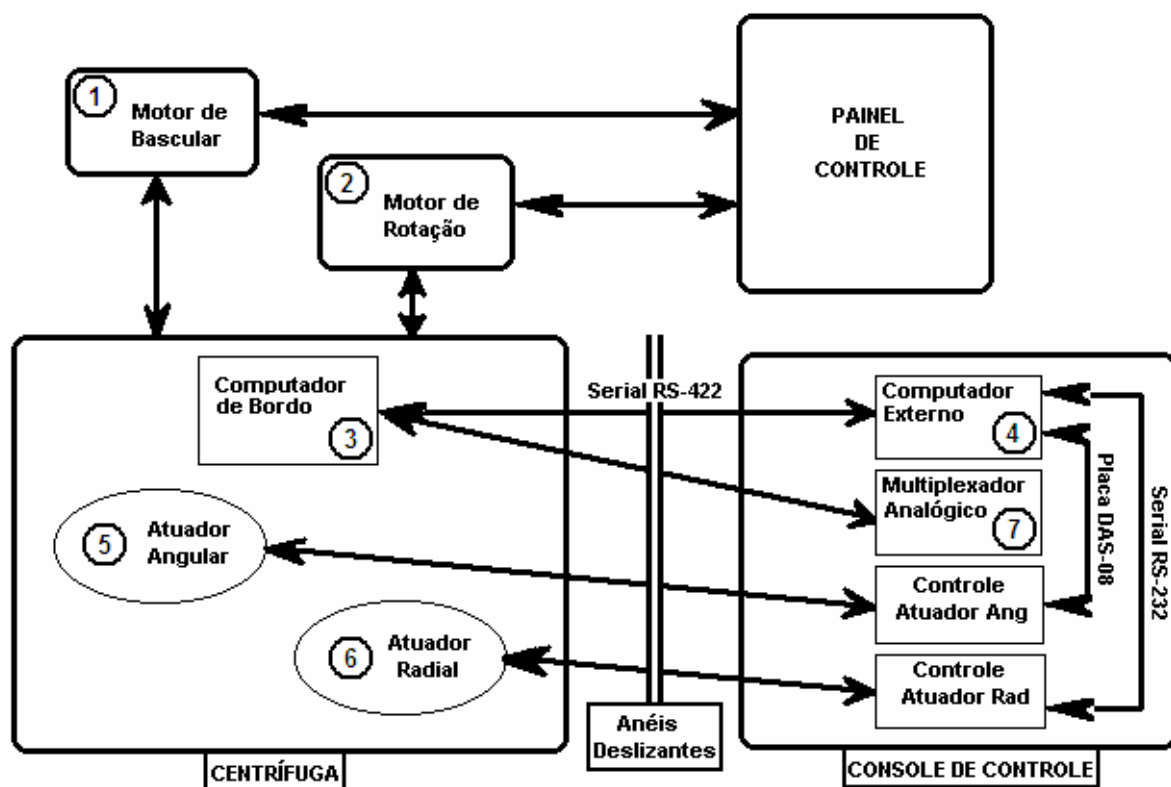


Figura 3.1 – Esquema de ligação dos sistemas de controle da centrífuga.

Todas as ligações entre os equipamentos de bordo (giratório) e os equipamentos estacionários são feitas através de um dispositivo especial com vinte escovas (anéis deslizantes). Desse total, dez anéis são destinados à alimentação e outros dez destinados a sinais. Assim sendo, a alimentação e a comunicação de todos os sistemas de bordo devem necessariamente passar por esses anéis.

3.2.1 SISTEMA 1: MOTOR DE BASCULAR

O primeiro sistema (Motor de Bascular) é composto de um motor eletro-hidráulico capaz de virar o tambor giratório em 90° , mudando o eixo de rotação da posição vertical para a posição horizontal (Figura 3.2). Essa particularidade permite que o canal de amostras seja trabalhado numa posição mais conveniente para o operador, sendo posteriormente basculado até sua posição vertical para o acionamento do motor de rotação. A Figura 3.3 mostra a centrífuga com o eixo de rotação em duas posições: intermediária e horizontal.

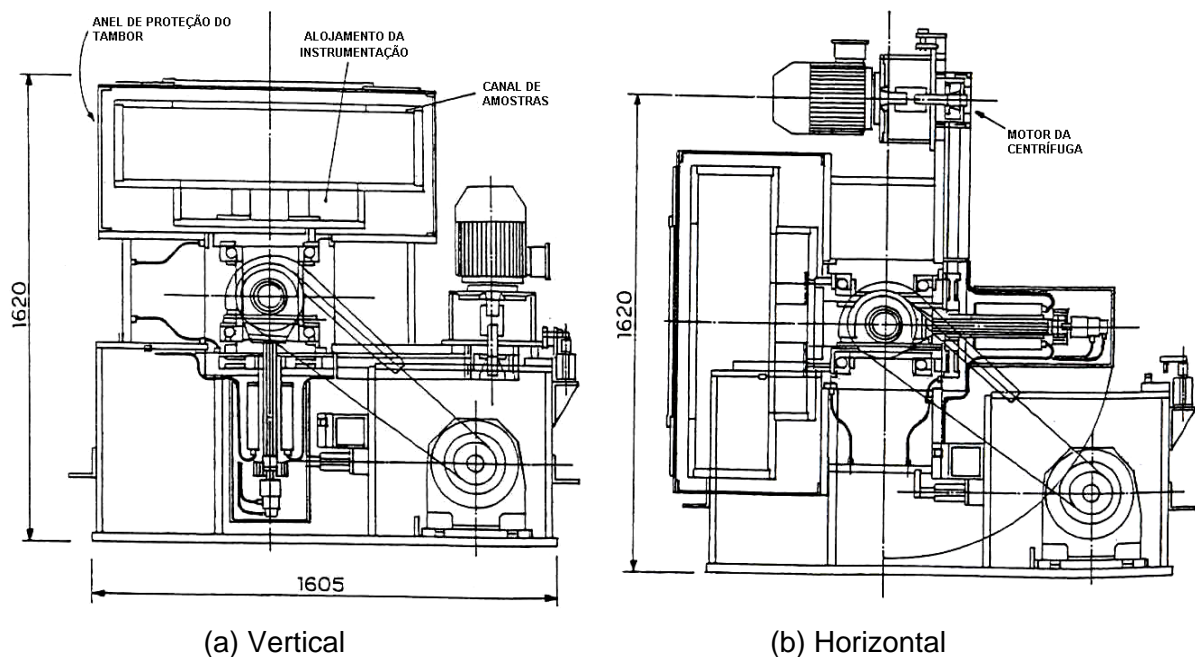
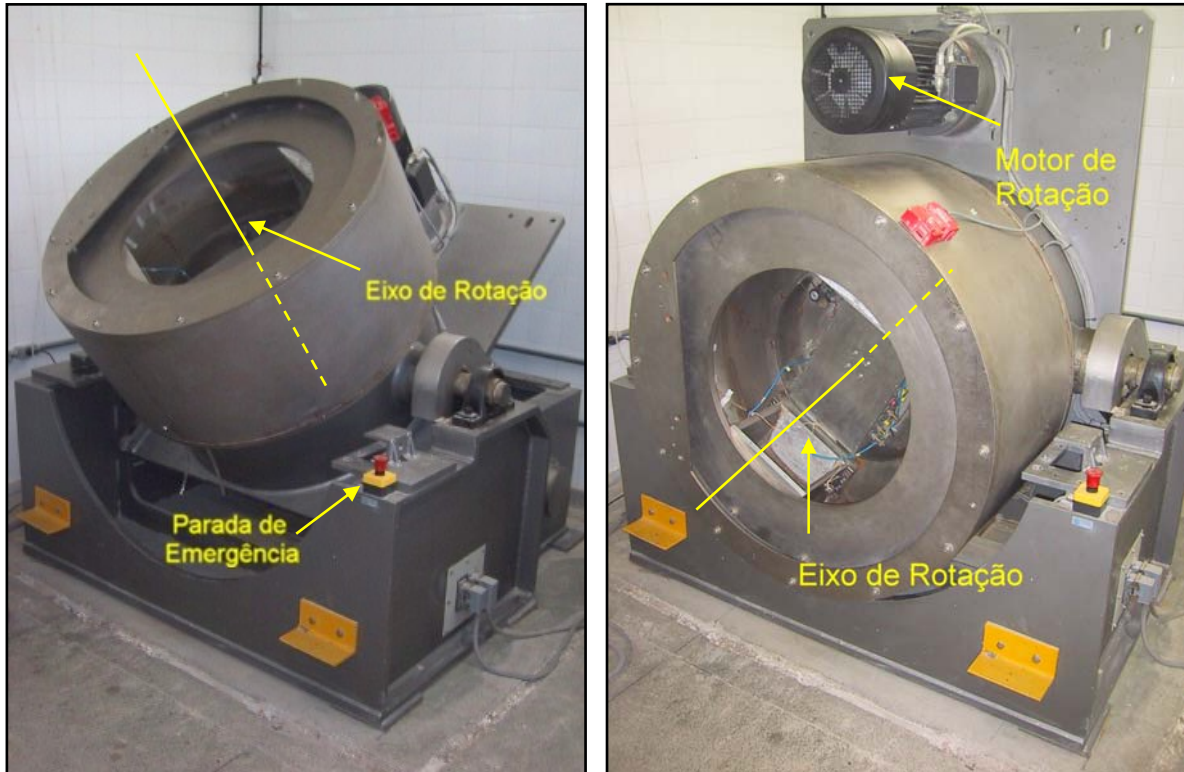


Figura 3.2 – Posições do eixo de rotação da centrífuga da COPPE – Medidas em mm (Gurung et al., 1998).

O acionamento do motor de basculamento é feito através do Painel de Controle utilizando-se dois botões, cada um girando o eixo do motor em um sentido. Dois pares de sensores de fim de curso, estrategicamente posicionados em batentes na parte fixa do equipamento, desligam o motor quando a centrífuga atinge a posição de repouso horizontal ou vertical, posições essas a partir das quais não se pode mais avançar. Cabe aqui observar que o sentido de rotação do motor é sensível à polaridade da tensão, i.e, caso haja inversão de

fases o motor irá girar no sentido oposto, anulando o efeito dos sensores de fim de curso, podendo assim provocar sérios danos ao equipamento. Dessa forma, redobrada atenção deverá ser dispensada por equipes de manutenção elétricas para que não haja inversão das fases desse motor.



(a) Posição Intermediária

(b) Posição Horizontal

Figura 3.3 – Centrífuga da COPPE com o eixo de rotação em duas posições.

3.2.2 SISTEMA 2: MOTOR DE ROTAÇÃO

O segundo sistema (Motor de Rotação) é composto por um motor elétrico associado a um inversor de potência *Hitachi J300 IGBT Inverter*, que controla a rotação da centrífuga com a precisão necessária aos ensaios. O motor gira o tambor da centrífuga através de uma polia de borracha com razão de transmissão de 1:3 (Figura 3.4). O inversor de potência fica alojado dentro do painel de controle (Figura 3.5), sendo ligado e desligado através de dois botões posicionados na face do painel especificamente para este fim. Existem ainda dois botões de parada de emergência localizados um no painel de controle e outro na própria centrífuga. O acionamento da parada de emergência não deve ser feito indiscriminadamente, pois impõe uma rampa de desaceleração bem mais forte que a parada convencional, podendo expor componentes e contatos a forças inerciais consideráveis.

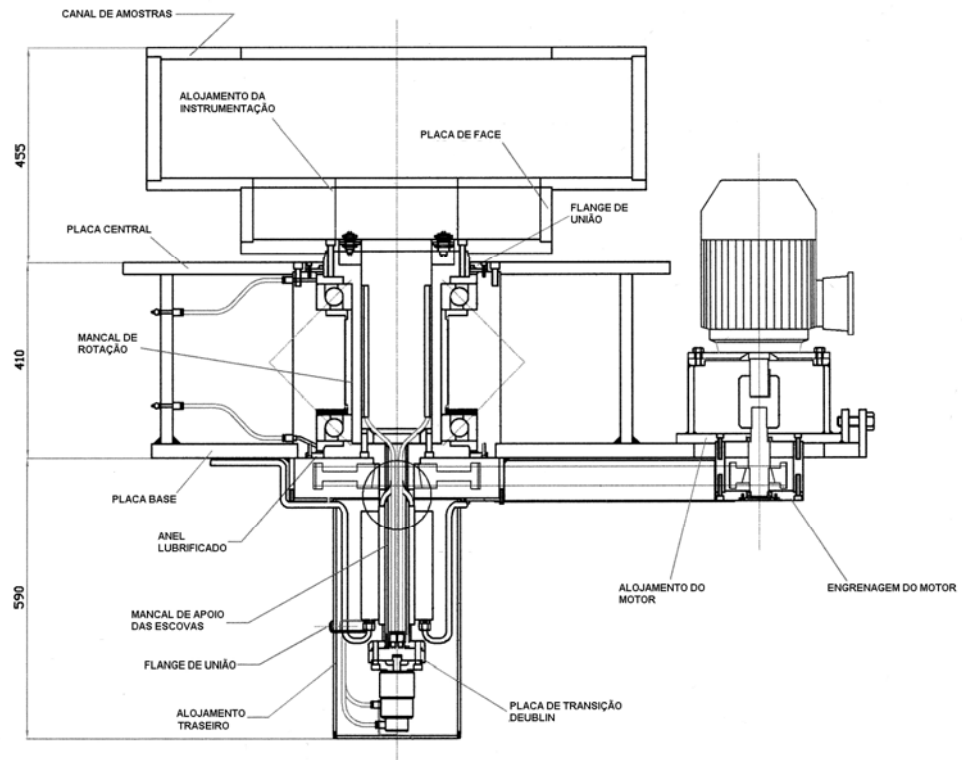
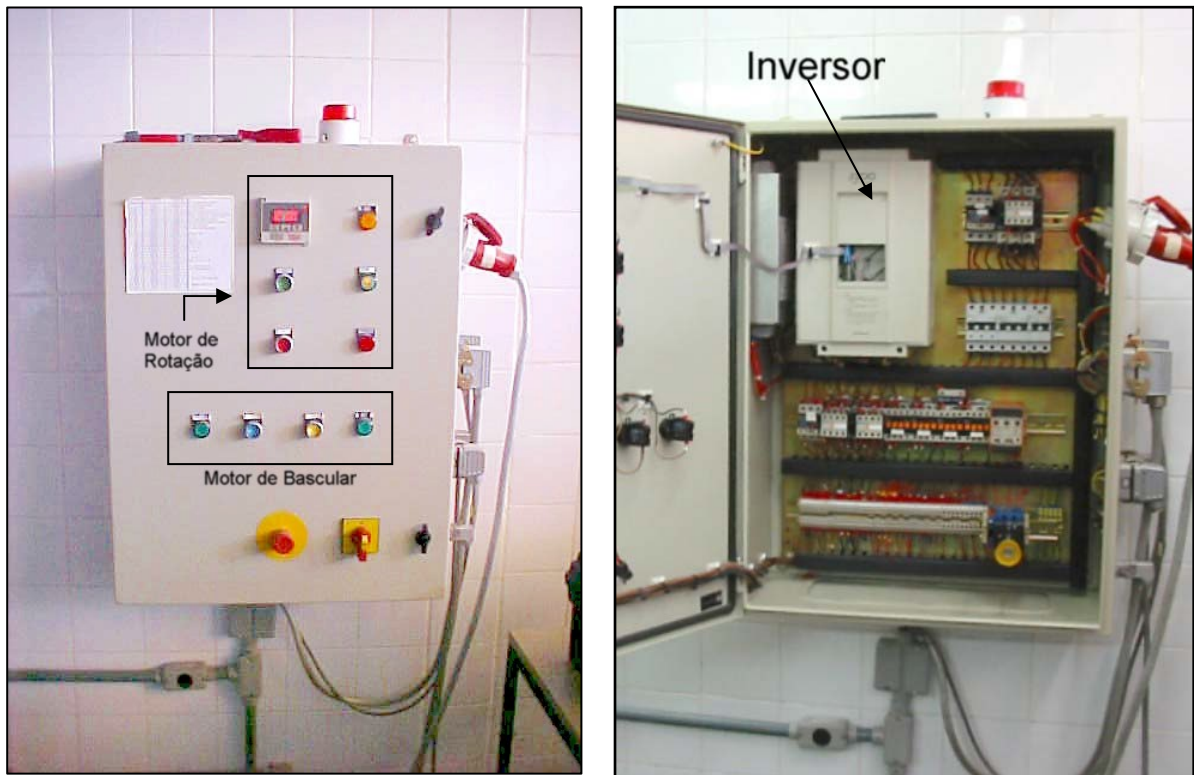


Figura 3.4 – Seção transversal do conjunto de rotação da centrífuga.



(a) Fechado

(b) Aberto

Figura 3.5 – Painel de Controle da Centrífuga da COPPE.

A programação do inversor de potência é feita através de um pequeno visor digital também posicionado na face do painel de controle. Esse visor tem três botões: um de seleção de funções e outros dois de aumento e redução de valores. As funções existentes no inversor constam do seu manual e são extremamente específicas, não sendo abordadas aqui, com a exceção de duas: as funções [F2] e [D0]. Essas duas funções são imprescindíveis para o acionamento do aparelho. A função [F2] é responsável pela programação da frequência de rotação desejada para o motor da centrífuga, enquanto a função [D0] mostra a frequência em que está o motor naquele exato momento. Assim sendo, é possível acompanhar a aceleração gradual do motor de rotação em [D0] até que ele atinja o valor programado em [F2]. A frequência do motor está relacionada à frequência de rotação da centrífuga através das seguintes relações:

f_1 → frequência de rotação da centrífuga

f_2 → frequência de rotação do motor

r_1 → raio da centrífuga

r_2 → raio do motor

w_1 → velocidade angular da centrífuga

a_1 → aceleração inercial da centrífuga (na base do canal de amostras)

N → fator de escala

g → aceleração da gravidade

Da construção do equipamento temos:

$$r_1 = 3 \cdot r_2 \quad (3.1)$$

Assim sendo,

$$f_2 = 3 \cdot f_1 \quad (3.2)$$

Como:

$$w_1 = 2 \cdot \pi \cdot f_1 \quad (3.3)$$

$$a_1 = N \cdot g = w_1^2 \cdot r_1 = (2 \cdot \pi \cdot f_1)^2 r_1 \quad (3.4)$$

$$f_1 = \frac{\sqrt{\frac{N \cdot g}{r_1}}}{2 \cdot \pi} \quad \text{e} \quad f_2 = 3 \frac{\sqrt{\frac{N \cdot g}{r_1}}}{2 \cdot \pi} \quad (3.5)$$

Considerando o raio da centrífuga como $r_1 = 0,5\text{m}$ (base do canal de amostras), bem como $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, vem:

$$f_2 = 2,115\sqrt{N} \quad (3.6)$$

Dessa forma, para um fator de escala N , que significa uma aceleração inercial na base do canal de amostras equivalente a N vezes o valor da gravidade, o valor a ser adotado para frequência do motor é de f_2 . A título de exemplo, para $N = 100g$, a frequência do motor será $f_2 = 21,15$ Hz.

3.2.3 SISTEMA 3: COMPUTADOR DE BORDO

O terceiro sistema (Computador de Bordo) é composto por uma placa-mãe Industrial *PC Products PCA-6143P* com processador *Cyrix DX2-66* com 4mb de memória RAM e duas saídas seriais (232 e 232/422/485), uma placa de vídeo, uma placa de aquisição de dados *CIO-DAS08* e uma placa de seleção de fontes *G-Max Scotland Ltd.* Todas as placas estão conectadas em uma placa de base *Advantech*. Existem ainda 4 placas de condicionamento de sinal e uma placa de seleção de ganho *Chiken Technologies Limited*.

A principal característica da placa-mãe é não possuir disco rígido, uma vez que o seu funcionamento durante a rotação da centrífuga poderia ser bastante comprometido. Em substituição foi acoplada uma memória *flash/rom* com pequena capacidade que cumpre a finalidade de armazenagem de dados. Dessa forma, não é possível instalar programas mais elaborados no computador de bordo, que roda apenas o DOS e o programa de aquisição de dados fornecido junto com a placa *CIO-DAS08*. Uma rotina auto-executável roda o programa de aquisição de dados logo após a ligação da fonte de energia no console de multiplexação, ficando o computador em espera até que um comando venha através da porta serial iniciando a aquisição.

A placa de vídeo é em geral utilizada apenas quando são necessárias alterações no computador de bordo. Um monitor pode então ser conectado ao computador através de um adaptador para o sistema de conexão Bendix. Da mesma forma um teclado também pode ser conectado usando-se um outro adaptador específico. Essas conexões só podem ser efetuadas enquanto a centrífuga estiver completamente parada, uma vez que não passam pelos anéis deslizantes.

Todos os conectores internos da centrífuga utilizam o padrão Bendix que é na realidade um conector de uso militar com trava por sistema de pressão e rotação. Uma vez travado o conector não destrava facilmente, resistindo assim às grandes acelerações inerciais.

Uma placa de rede permitia a ligação do computador de bordo com outros computadores via *ethernet*, devendo a centrífuga também estar completamente parada, uma vez que essa conexão também é direta, não passando pelos anéis deslizantes. Essa placa foi retirada por não estar sendo utilizada, podendo no entanto ser recolocada se necessário.

A placa de aquisição de dados é capaz de ler os 16 canais ativos simultaneamente enviando os dados via porta serial RS-422 para o computador externo. A vantagem dessa porta serial em relação à porta serial convencional RS-232 é o fato de ser balanceada, o que permite o envio de dados a maiores distâncias com maior confiabilidade. Todos os dados adquiridos são enviados diretamente, não ficando nada armazenado no computador de bordo.

A placa de seleção de fontes permite alternar a alimentação dos sensores individualmente, possibilitando a utilização conjunta de transdutores de diversas faixas simultaneamente. A Tabela 3.1 apresenta as posições e as respectivas alimentações selecionadas.

Tabela 3.1 – Modelo de chave de seleção de alimentação na placa de seleção de fontes.

Seleção	Alimentação
1	+5V
2	-5V
3	10V
4	Resistiva

As placas de condicionamento de sinal e a placa de seleção de ganho para 16 canais tratam os sinais antes da sua leitura pela placa de aquisição de dados. Na placa de seleção de ganho, para cada canal existe um chaveamento físico com quatro posições (1, 2, 3 e 4) que permite alterar o ganho de acordo com o apresentado na Tabela 3.2. Dessa forma, o sinal real lido nos sensores fica multiplicado pelo fator de ganho antes de ser digitalizado.

Tabela 3.2 – Alteração do sinal em função de chaveamento na placa de seleção de ganho.

Ganho	Chave 1	Chave 2	Chave 3	Chave 4
1	OFF	OFF	OFF	OFF
1	ON	OFF	OFF	OFF
10	OFF	ON	OFF	OFF
100	OFF	OFF	ON	OFF
1000	OFF	OFF	OFF	ON

A combinação de chaveamentos múltiplos implica na soma dos efeitos. Assim sendo, a combinação da posição 2 (ON) e 4 (ON) provoca um ganho de 1010 (10 + 1000), bem como a combinação da posição 1 (ON) e 3 (ON) provoca um ganho de 101 (1 + 100).

A Figura 3.6 mostra o computador de bordo na sua caixa de proteção sem a tampa. Em primeiro plano é possível observar as placas de condicionamento de sinal, de seleção de ganho e seleção de fontes. Cabe ainda observar que a arquitetura da placa-mãe não é adequada à utilização contínua da centrífuga. Isso se deve ao fato do pente de memória RAM estar conectado transversalmente em relação à placa-mãe, ficando sujeito à aceleração inercial de uma maneira que o força à desconexão. Com a vibração a altas rotações, esse efeito é potencializado provocando inicialmente ruído na aquisição de dados e posteriormente levando o computador à instabilidade e congelamento, interrompendo totalmente a transferência de informações. Sugere-se que no futuro essa arquitetura seja modificada, evitando-se que conexões entre placas, mesmo com presilhas, fiquem posicionadas de maneira contrária à aceleração inercial.

3.2.4 SISTEMA 4: COMPUTADOR EXTERNO

O computador externo existente, um *Industrial PC Products PCA-6143P*, foi substituído por um *Advantech PCA-6770 Series Pentium III 650 MHz* também industrial com 256 Mb de memória RAM (Figura 3.7). O motivo da substituição foi a necessidade de instalar uma versão mais atual de um sistema operacional que permitisse rodar o sistema *Mat Lab 6.5*, usado na elaboração do novo programa de aquisição de dados.

O antigo programa de aquisição de dados foi abandonado por ser limitado, instável e rodar apenas em DOS, tendo o novo programa sido criado com interface mais amigável. A comunicação serial entre o programa do computador externo, em linguagem C, e o programa do computador de bordo, em linguagem Basic, mostrou-se inicialmente incompatível. Foi necessário despender grande esforço na emulação do protocolo de comunicação serial entre linguagens para que a transmissão de dados se viabilizasse.

O programa [Centrífuga], desenvolvido para essa pesquisa, ao ser aberto solicita inicialmente a seleção dos canais a serem ativados. No exemplo da Figura 3.8 os canais 2,6,7, e 11 foram ativados. Em seguida, uma janela de aquisição de dados é aberta mostrando os canais ativados e uma taxa de aquisição *default* de 5 segundos. Essa taxa pode ser alterada entre 0,6 e 60 segundos.

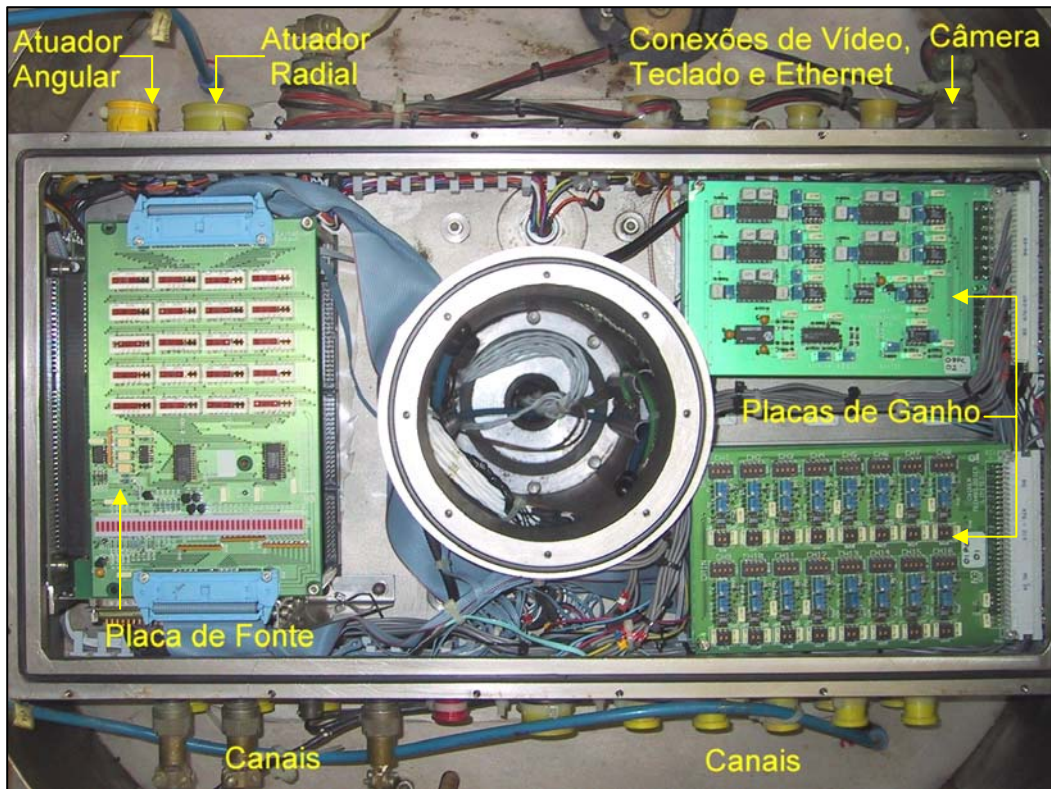
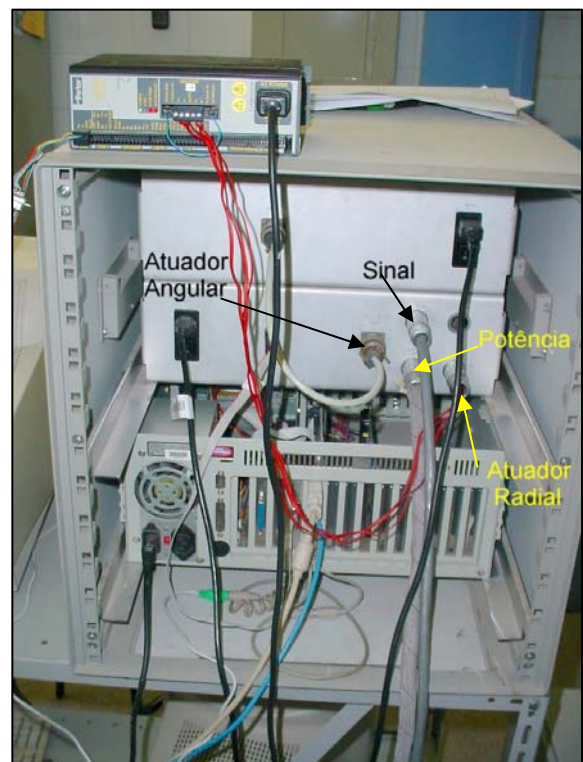


Figura 3.6 – Vista interna do Computador de Bordo.



(a) Painéis



(b) Conexões

Figura 3.7 – Console de Controle.

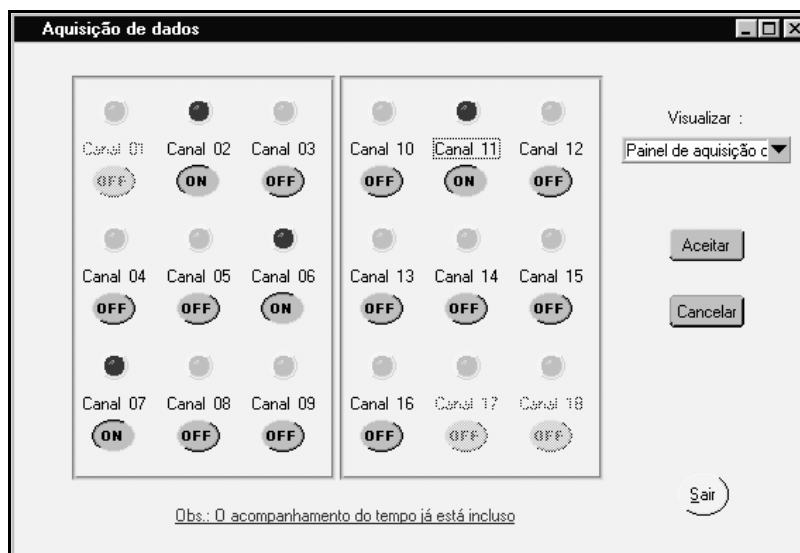


Figura 3.8 – Programa [Centrífuga] - Janela de Ativação de Canais.

Ativando o comando <Inicializa>, o programa dá início à aquisição de dados no computador de bordo enviando uma seqüência específica de comandos. Em seguida, o botão <Início> começa a gravação dos dados em arquivo no computador externo, apresentando nas caixas de canais selecionados, bem como nos três gráficos existentes, os dados transmitidos em tempo real (Figura 3.9 e Figura 3.10). Dessa forma, na janela de aquisição de dados, o <Tempo/Centrífuga> mostra a contagem a partir da inicialização do computador de bordo, enquanto o <Tempo de Ensaio> mostra a contagem a partir da ativação do comando <início> no programa [Centrífuga].

Uma última janela foi acrescentada para permitir a consulta rápida às constantes de calibração dos transdutores em utilização (Figura 3.11). A implementação futura de uma alternativa de visualização dos gráficos com valores já multiplicados pelas respectivas constantes pode ser acrescentada com relativa facilidade, no entanto, convém manter a gravação dos dados de arquivo com valores brutos. Esse procedimento visa garantir que os dados armazenados possam ser utilizados diretamente numa posterior correção de constante de calibração.

Outra modificação introduzida no computador externo foi a instalação de uma Placa de Aquisição de Dados *Advantech PCL-818H* que faz a ligação com o controlador do atuador angular. Por ter uma saída Digital → Analógica, a placa foi utilizada para gerar uma tensão de referência de velocidade para esse controlador. O programa de gerenciamento dessa função também roda no computador externo, tendo sido especialmente criado em *Mat Lab 6.5* para esse fim. Maiores detalhes estão apresentados na seção 3.2.5.

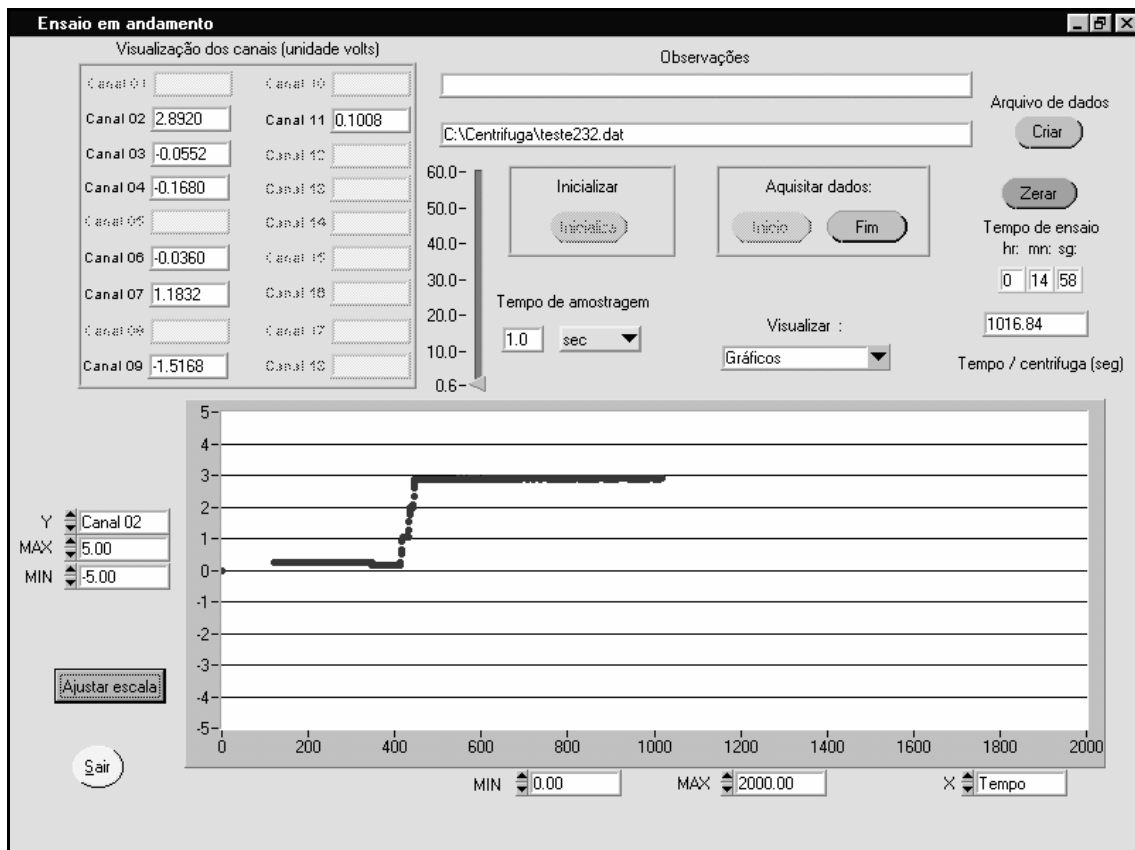


Figura 3.9 – Programa [Centrifuga] - Janela de Aquisição de Dados.

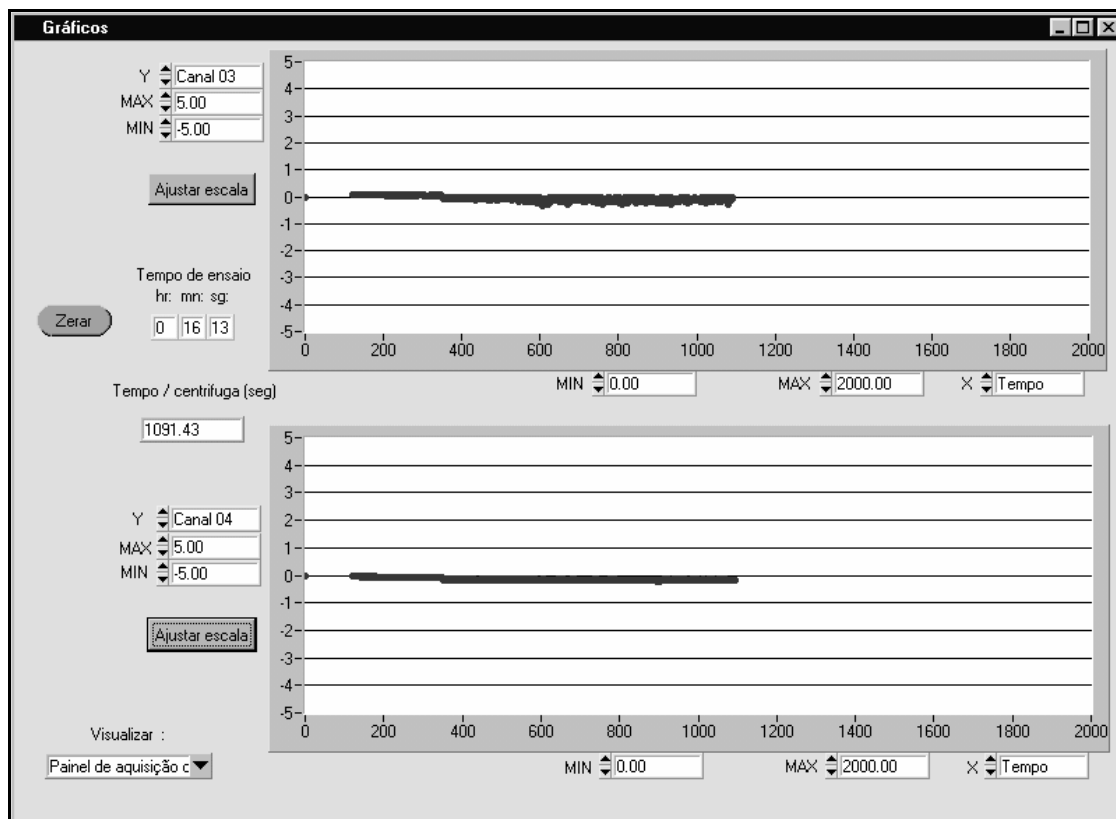


Figura 3.10 – Programa [Centrifuga] - Janela de Gráficos.

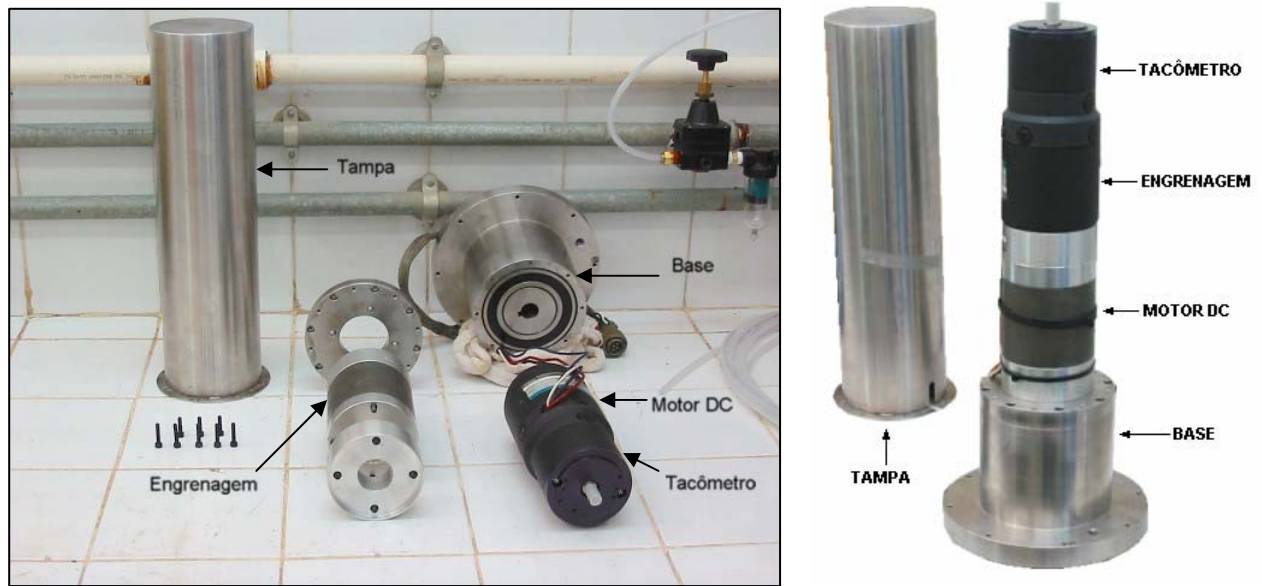
Canal	Equipamento	Constante
01	Stand Pipe
02	LVDT (mm)	22.1925
03	PPT-02 (kPa)	56.3569
04	PPT-03 (kPa)	60.232
05	defeituoso
06	Strain Gages (N)	4.4950
07	Célula de Carga (N)	-3.4264
08	Tacômetro (rad/s)	
09	defeituoso
10	PPT-D01 (kPa)	72.4631
11	PPT-D02 (kPa)	
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		

Figura 3.11 – Programa [Centrífuga] - Janela de Relação de Canais.

3.2.5 SISTEMA 5: ATUADOR ANGULAR

O sistema de atuação angular da centrífuga, também denominado *turntable*, é composto por um motor de corrente contínua, uma engrenagem 1:308 e um tacômetro, tudo da *McLennan Servo Supplies* (Figura 3.12) solidarizados ao eixo de rotação e portanto girando juntamente com o canal. Dessa forma, todo movimento imposto ao atuador angular é relativo ao canal, que por sua vez está em movimento (Figura 3.13).

O controlador do motor DC do atuador angular é um *Mini Maestro Drive* da *Control Techniques*, que, imediatamente após alimentar o motor com uma determinada corrente, recebe um sinal referência de corrente gerada pelo movimento do tacômetro que gira solidário ao motor DC. O controle da velocidade, isto é, a referência de tensão a ser fornecida ao controlador, era feito através de um potenciômetro de ajuste manual e foi substituído por um controle digital. Para tanto, utilizou-se a saída digital-analógica da placa de aquisição de dados *Advantech PCL-818H* do computador externo, conforme mencionado anteriormente, para gerar uma tensão referência para o controlador. Um programa em *Mat Lab 6.5*, denominado [Turntable], foi elaborado especificamente para esta pesquisa, com opção de movimentos simples ou a programação de um conjunto de movimentos. A Figura 3.14 apresenta a janela de programação de movimentos.



(a) Atuador Desmontado

(b) Atuador Montado

Figura 3.12 – Atuador angular original desmontado.

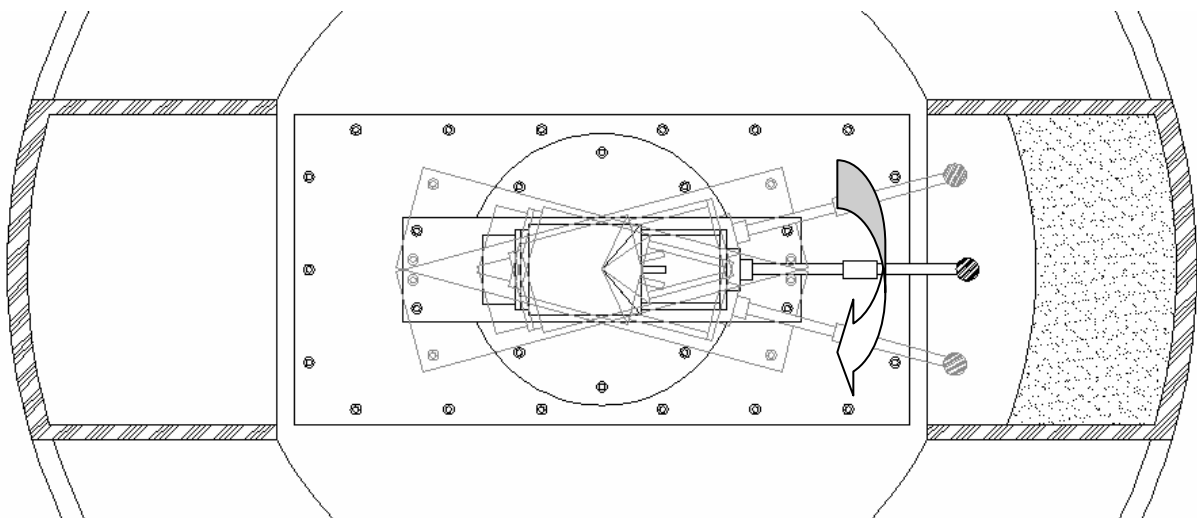


Figura 3.13 – Movimentação do atuador angular.

Esse sistema de atuação é de baixo custo e pouca precisão. A engrenagem tem folga de 1° (um grau), o que representa no fundo do canal de amostras um deslocamento livre de cerca de 9mm, prejudicando a realização de movimentos cíclicos. Por outro lado, o controle de velocidade depende exclusivamente da qualidade do sinal de retorno do tacômetro, que por sua vez não funciona bem a baixas velocidades. Some-se a isso ainda o fato desse sistema ser extremamente sensível a oscilações de corrente, provocando variações importantes de referência. Todos esses aspectos convergem para um sistema de controle de posição e velocidade com sérias limitações técnicas.

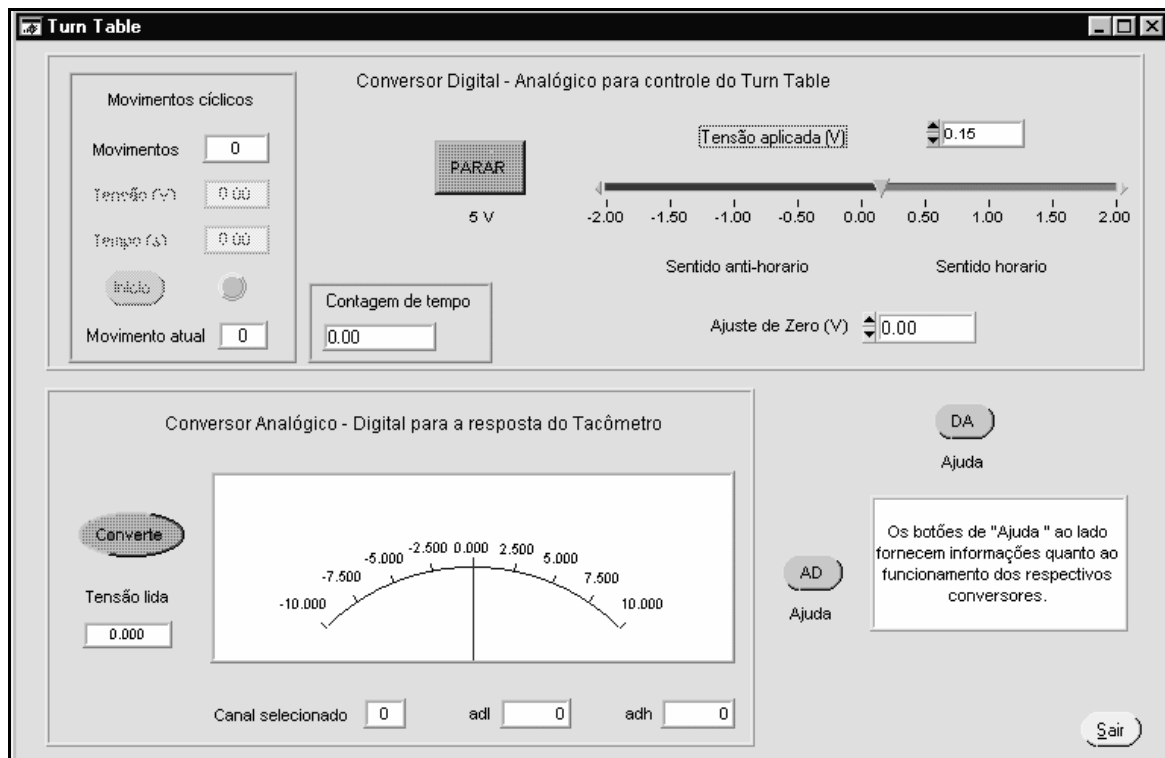


Figura 3.14 – Programa [Turntable] - Janela de Programação de Movimentos.

Alternativamente, foram investigadas outras soluções para modificar o sistema existente. No entanto, duas limitações são fundamentais: espaço físico para o conjunto e anéis deslizantes de reserva para os contatos. A solução ideal encontrada é a combinação de um motor de passo servo-controlado associado a uma engrenagem 1:115 de folga mínima possível, i.e., 1' (um arco minuto). Esse sistema foi projetado durante a presente pesquisa e construído, não tendo, no entanto, sido colocado em uso pela falta de tempo requerido para as alterações em nível estrutural (Figura 3.15).

Na realidade, não há anéis deslizantes em número suficiente para a substituição do sistema de motor DC por um de motor de passo sem que alterações sejam feitas no outro atuador. Em função da exigüidade de tempo, para este trabalho deu-se preferência à utilização do sistema existente com a realização de ensaios monotônicos, deixando o novo sistema pronto para futura implementação e realização de ensaios cíclicos.

Uma técnica de leitura de referência de velocidade angular foi utilizada em alguns ensaios iniciais com o sistema original, i.e., da Figura 3.12. Conforme mencionado anteriormente, o tacômetro, ao girar solidário ao motor DC, gera uma tensão de referência para o controlador. Esta tensão mantém uma relação linear com a velocidade angular do atuador, característica

essa que pode ser utilizada para estabelecer uma forma de monitorar a velocidade de rotação, valendo-se para isso do próprio sistema de aquisição de dados da centrífuga.

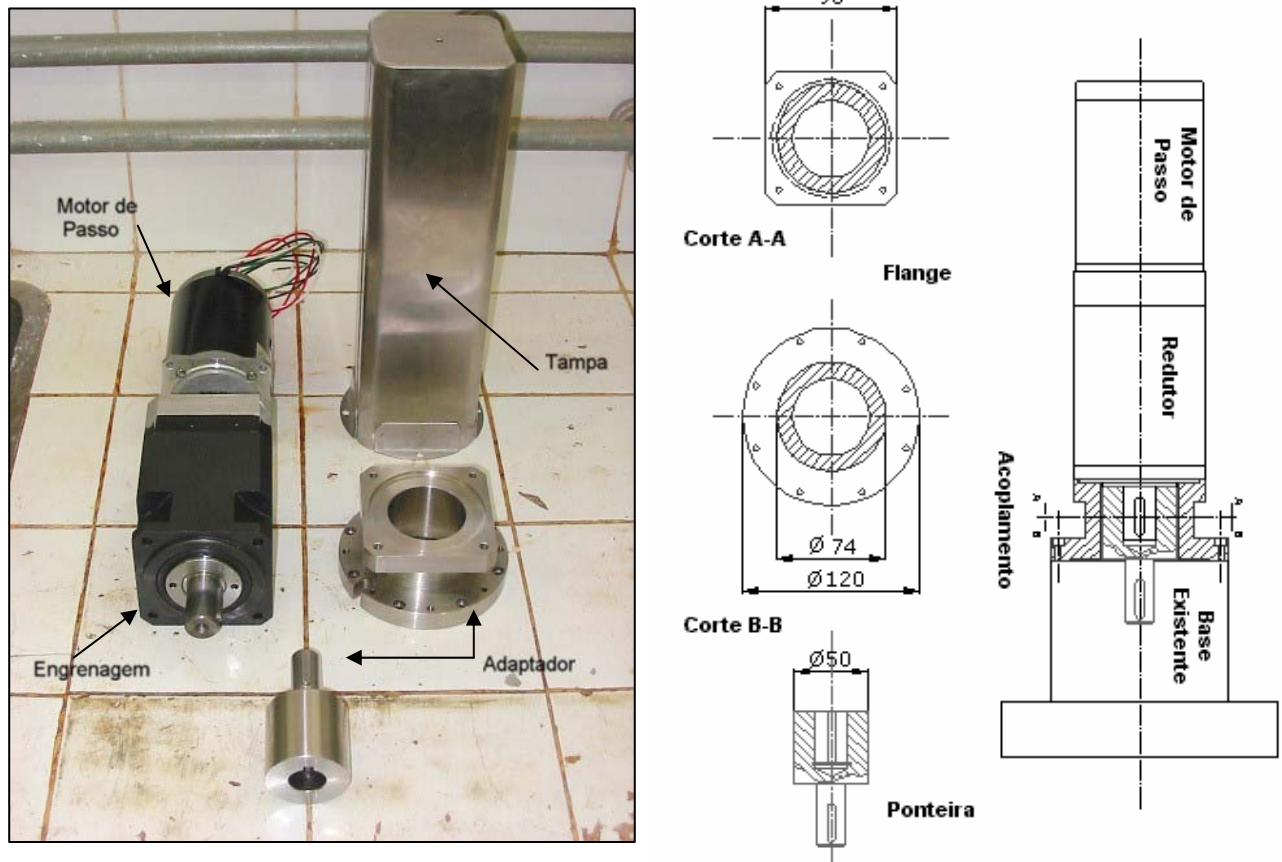


Figura 3.15 – Atuador angular modificado desmontado e projeto de adaptadores (medidas em mm).

No entanto, uma adaptação se faz necessária: a tensão gerada pelo tacômetro quando do motor em velocidade máxima é da ordem de 70V, i.e., muito além do limite de 5V ou 10V suportado pela placa de aquisição de dados. Para isso, foi projetado um pequeno circuito de redução dessa tensão por um fator 15, implicando em um valor máximo de saída da ordem de 4,5V.

Conforme já comentado, o sinal de resposta do tacômetro não é muito estável para baixas velocidades, significando que o sinal de referência de velocidade adquirido pela placa também sofreria o mesmo problema. Para calibração do sinal de referência foi utilizado um tacômetro óptico digital *MINIPA MDT-2238* que, apontado para uma haste de madeira presa ao eixo do motor DC, forneceu o valor da velocidade angular com precisão de 1 rpm (Figura 3.16).



Figura 3.16 – Tacômetro ótico digital utilizado na calibração da velocidade angular.

Posteriormente, a derivação feita na ligação do tacômetro com o controlador foi desfeita em função de possíveis interferências causadas por fugas de tensão, prejudicando o correto funcionamento do atuador.

3.2.6 SISTEMA 6: ATUADOR RADIAL

O sistema de atuação radial funciona como um braço mecânico permitindo, em vôo, um movimento de afastamento ou aproximação do objeto de interesse em relação ao centro de rotação da centrífuga (Figura 3.17).

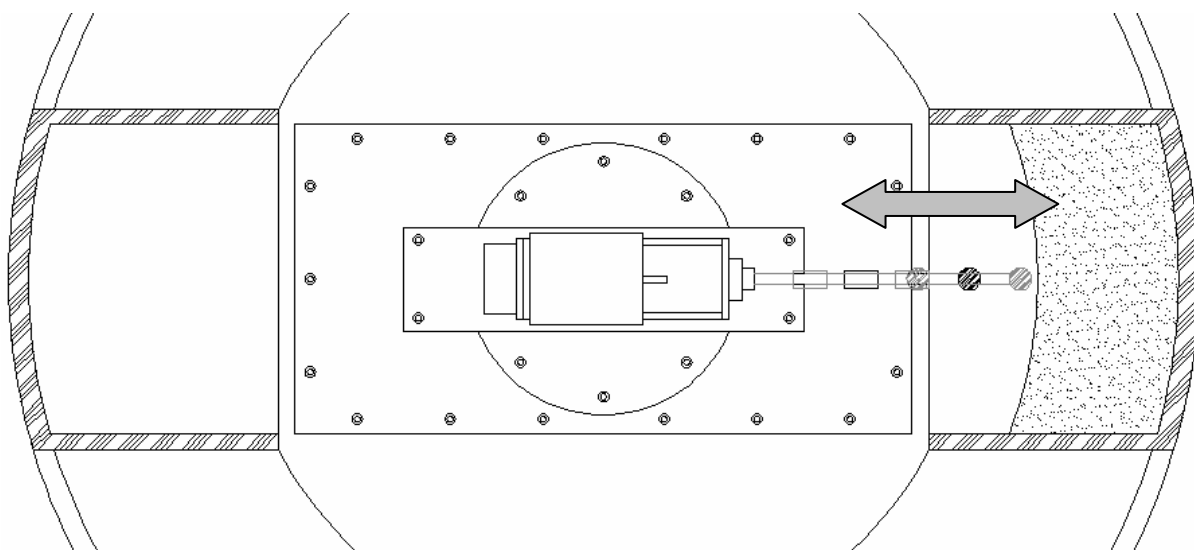


Figura 3.17 – Movimentação do atuador radial.

A composição se constitui de um motor de passo, acoplado a uma transmissão linear com 100 mm de curso, controlado por um *Driver Controler Zeta 6104*, tudo da *Parker Hannifin*. O controlador se liga ao computador externo via porta serial RS-232, e um programa denominado [Painel de Controle], especialmente desenvolvido no *Mat Lab 6.5* para esta pesquisa, permite a introdução de um comando único, ou uma seqüência deles, a serem executados pelo atuador (Figura 3.18). Esse programa já incorpora as constantes de calibração de posicionamento e velocidade em função dos parâmetros internos de referência de posição e velocidade do controlador.

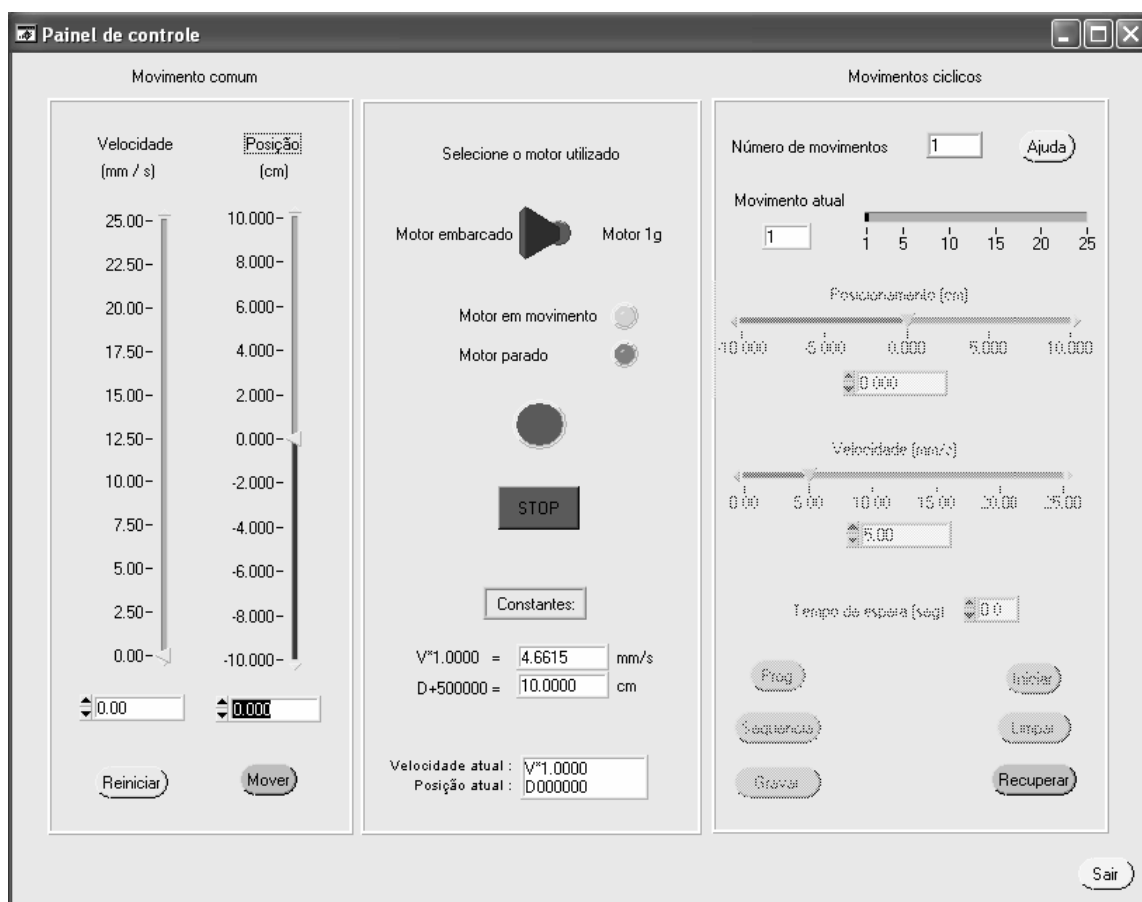
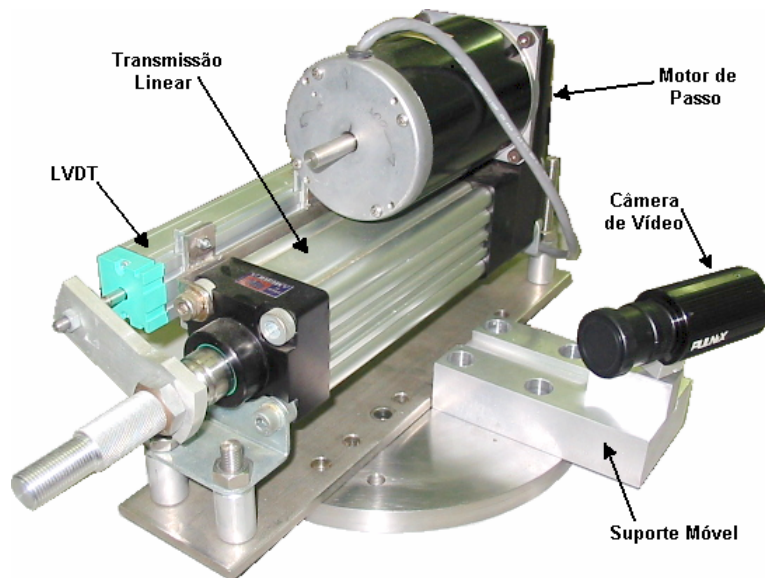


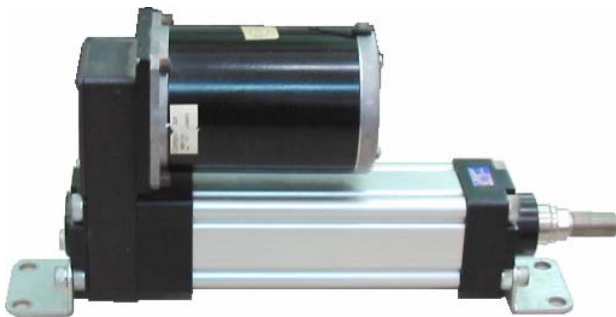
Figura 3.18 – Programa [Painel de Controle] – Janela de Programação de Movimentos.

Em função do sistema existente, o atuador radial apresenta grande confiabilidade e precisão de movimentos, enquanto o atuador angular é pouco preciso. Para a substituição de que trata o item 3.2.5 será necessária a troca do motor de passo do atuador radial pelo motor DC do atuador angular, juntamente com a troca dos controladores e a utilização de adaptadores físicos. A troca é necessária pelo fato do número de anéis deslizantes não ser suficiente para comportar dois motores de passo funcionando ao mesmo tempo, um em

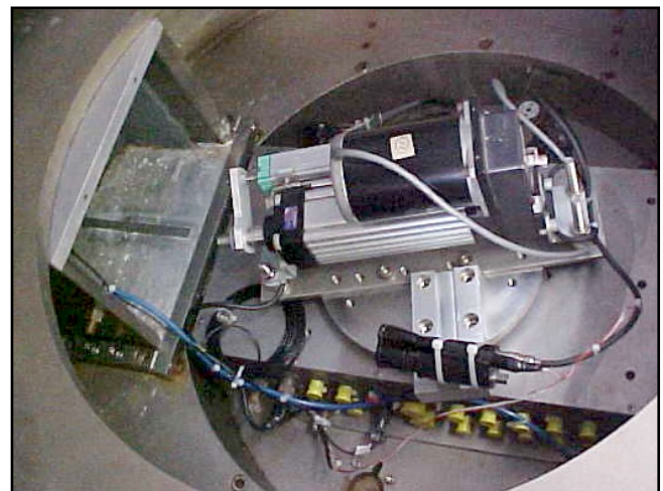
cada atuador, o que seria a solução ideal. No entanto, com a essa substituição, o atuador radial perderia a precisão e controle de movimentos, em favor do atuador angular. A Figura 3.19 mostra o atuador radial, composto pelo motor de passo e pela transmissão linear, pronto para ser montado no atuador angular.



(a) Conjunto atuador radial, câmera de vídeo no suporte móvel, LVDT e base.



(b) Atuador Radial



(c) Conjunto montado na centrífuga

Figura 3.19 – Conjunto do atuador radial.

3.2.7 SISTEMA 7: MULTIPLEXADOR ANALÓGICO

O multiplexador analógico possui uma ligação direta com os sinais de saída dos canais de instrumentação mostrando, mediante seleção, o valor da voltagem, acrescido do ganho, de um determinado canal. A navegação pelos canais é feita através dos botões <U> e <D>.

havendo uma observação a ser feita: o canal 0 no multiplexador corresponde ao canal 1 no restante do sistema, e assim por diante. Assim sendo, quando selecionado o canal 5 no console, o valor de tensão apresentado no visor corresponde ao do canal 6. O valor dos canais só podem ser lidos um por vez, no entanto, essa leitura independe de comunicação serial e é contínua.

Uma segunda função do multiplexador analógico é a alimentação de todos os sistemas de bordo da centrífuga, à exceção dos dois atuadores, cujas alimentações são providas pelos respectivos controladores. Existe ainda um mecanismo de ajuste fino das fontes de alimentação que permite corrigir pequenas variações.

Uma terceira função do multiplexador analógico é na realidade associada à utilização do canal 0 (canal 1 nos outros sistemas). Esse canal foi isolado para o controle da saída de água do canal de amostras, efetuado através de um pequeno motor atrelado a uma polia que por sua vez movimenta um tubo metálico.

Quando o visor marcar uma voltagem próxima a 0,77 V significa que a saída de água está fechada, i.e., o tubo está voltado para o centro de rotação. Quando o visor marcar uma voltagem de cerca de 5,30 significa que a saída de água está aberta, i.e., o tubo está na direção tangente à circunferência. Esse assunto voltará a ser abordado no item 3.2.9.

Cabe ainda acrescentar que o multiplexador analógico também concentra todos os cabos de sinal e potência que vão para a centrífuga mantendo dessa forma, uma ligação direta tanto com os controladores dos atuadores angular e radial, quanto com o computador externo.

3.2.8 CANAL DE AMOSTRAS

O canal de amostras, dentro do tambor giratório, possui raio interno de 500 mm e largura de 250 mm, podendo atingir 450g a 900 rpm, suportando uma carga máxima de 90 g-ton. Essa opção de utilização de todo canal possibilita a composição de uma amostra anelar com até 3 m de circunferência. A utilização dessa opção exige uma quantidade de material que ocupe toda a circunferência, sendo mais vantajosa no caso da execução de diversos ensaios numa mesma amostra, aumentando o controle de repetibilidade dos testes. No entanto, na centrífuga da COPPE, o movimento dos equipamentos montados sobre a mesa giratória do atuador angular não é totalmente livre, uma vez que os fios têm que ser ligados diretamente

sobre o canal que está parado relativamente à mesa. Assim sendo, para a situação de ensaio montada neste trabalho, o ângulo de movimentação livre é de cerca de 135°.

A melhor opção no caso é a adoção de uma caixa de amostras de menores dimensões, proporcionando um gasto reduzido de solo a ensaiar, mas principalmente permanecendo dentro dos limites de movimentação do atuador angular. Com a utilização da caixa de amostras, o raio interno máximo passa a 472 mm. A caixa de amostras possui altura útil de 210 mm, largura útil de 260 mm e profundidade útil de 178 mm (Figura 3.20). Existe uma outra caixa de contra-peso com dimensões idênticas em posição diametralmente oposta à caixa de amostras, conforme mostra a seção transversal apresentada na Figura 3.21.

A Figura 3.22 mostra uma vista em planta do tambor giratório com a mesa de ferramentas posicionada no centro de rotação e as caixas de amostra e de contra-peso em posições opostas. Também é possível verificar os orifícios de entrada de água, assim como o tubo de controle de água, por onde é feita a drenagem do canal.

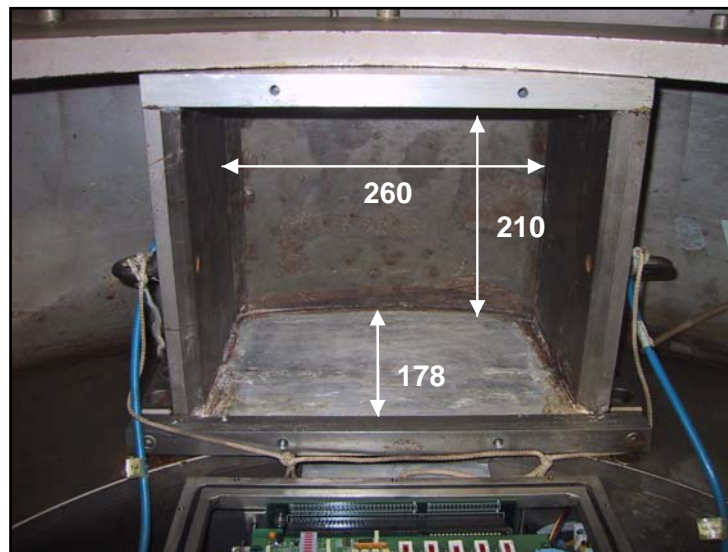


Figura 3.20 – Caixa de amostras dentro do canal (dimensões em mm).

Para que ocorra drenagem superior e inferior da camada de solo colocada dentro da caixa de amostras, é preciso que exista uma camada drenante no fundo, ligada ao furo de saída de água, que por sua vez se liga ao tubo de controle de saída de água do canal. No entanto, também é necessário que a água acumulada no topo da amostra durante o adensamento possa ser conduzida até o furo de saída de água. Para isso, foi instalado geotêxtil BIDIM OP-60 no fundo e nas paredes laterais da caixa, permitindo que ocorra um fluxo de saída de toda a água quando do acionamento e abertura do tubo de controle (Figura 3.23).

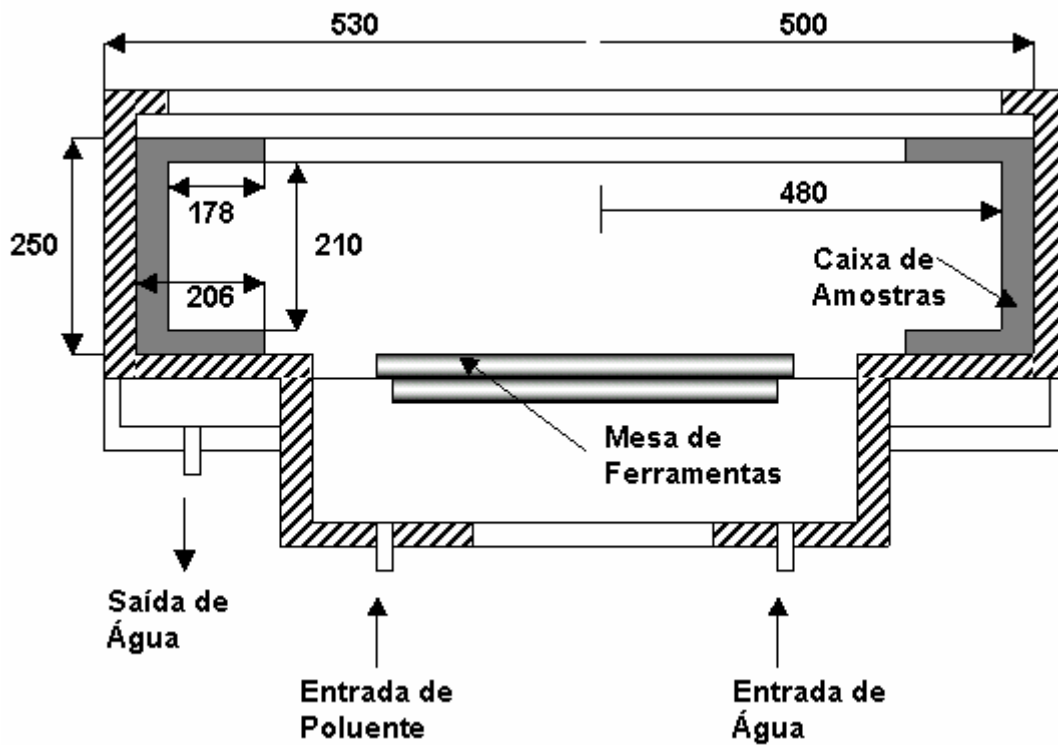


Figura 3.21 – Seção transversal do canal de amostras – Medidas em mm.

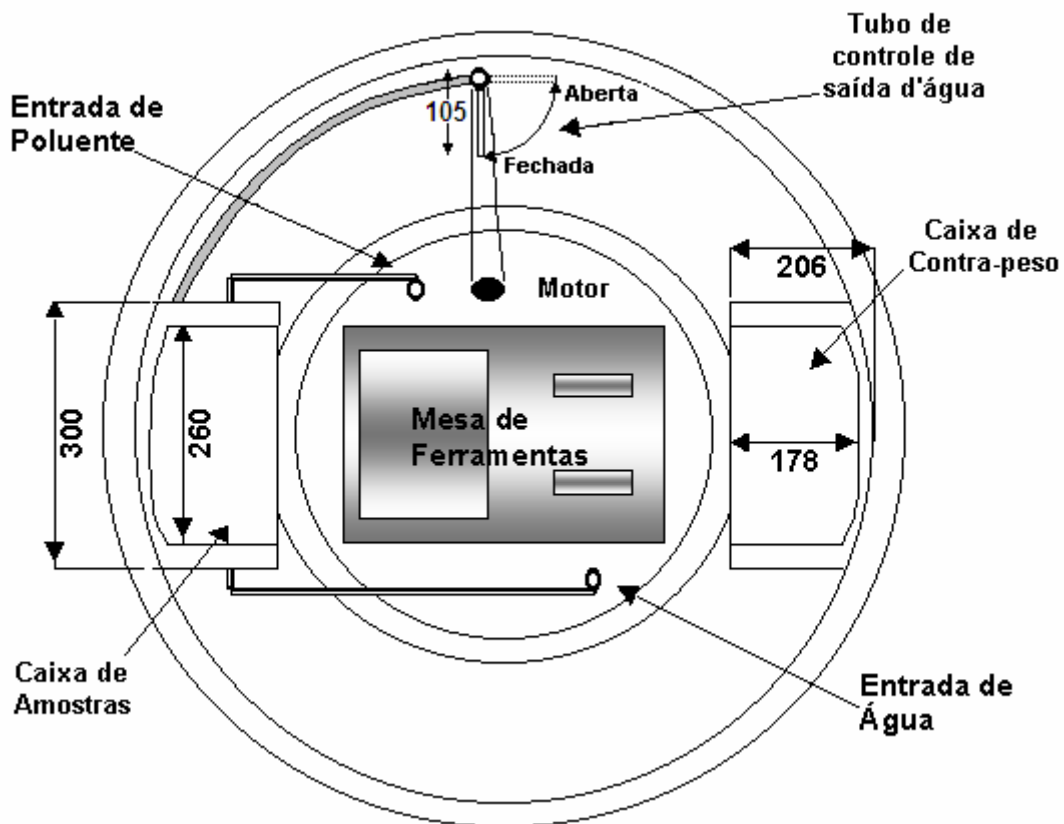


Figura 3.22 – Planta baixa do canal de amostras – Medidas em mm.

Para determinação do tipo de sistema de drenagem a ser adotado, foram utilizadas as recomendações propostas por SPADA (1991). Sendo assim, foi necessária a adoção de papel filtro, entre o geotêxtil e o solo, em função das grandes dimensões dos vazios da trama do material não-tecido, relativamente às pequenas dimensões das partículas de argila. Não foi possível estabelecer um valor de comparação com um critério numérico de filtro, uma vez que o papel utilizado é do tipo qualitativo. A adoção desta espécie de papel, em substituição do quantitativo, está associada às dimensões disponíveis para comercialização.

Na montagem do sistema filtro-dreno, cortou-se um pedaço de geotêxtil OP-60 e grampeou-se nas laterais do papel filtro, conforme mostra a Figura 3.23. Por ser necessário apenas na face voltada para a argila, o papel filtro recobre tão somente a parte superior do geotêxtil. A porção inferior é utilizada para a colagem na caixa, efetuada com adesivo de contato. Essa operação exige especial cuidado para que não seja adicionada uma quantidade excessiva de cola, o que poderia vir a colmatar o dreno, reduzindo substancialmente a sua vazão.

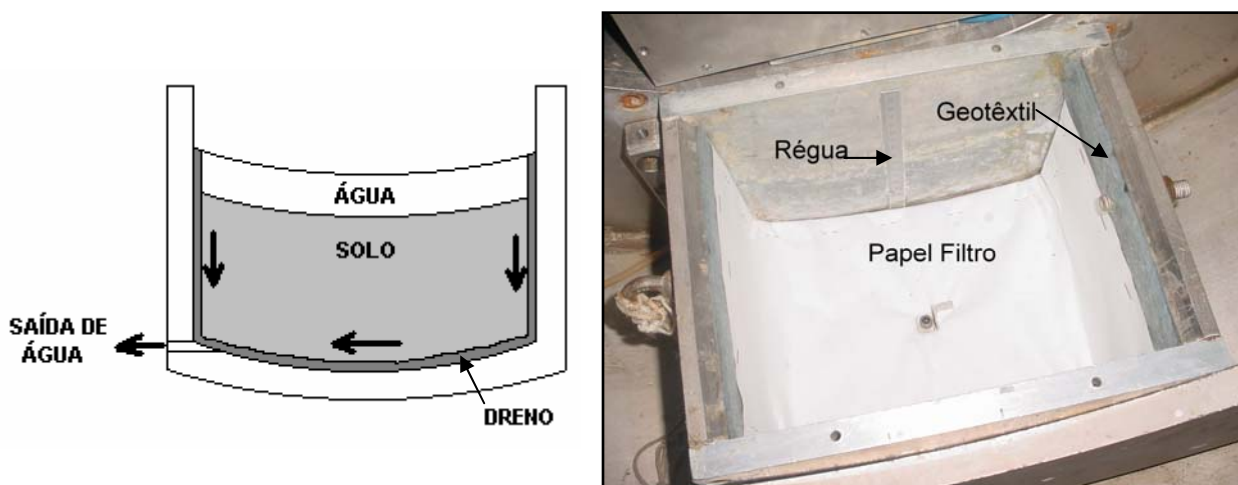


Figura 3.23 – Detalhes do sistema de drenagem da caixa de amostras.

Cabe ainda uma observação sobre a forma adotada para a caixa de amostras. Em função da aceleração inercial gerada pela centrifugação atuar radialmente no solo, criando um campo inercial concêntrico com o eixo de rotação, a direção do adensamento é radial. Assim sendo, conforme se pode observar na Figura 3.24a, a formato com que a caixa foi construída, i.e. com paredes paralelas, cria duas áreas triangulares (marcadas em cinza mais escuro na Figura 3.24a) cujos processos de adensamento sofrem forte interferência das paredes laterais, reduzindo inclusive a espessura de drenagem vertical. Em uma caixa

com paredes convergentes (Figura 3.24b) não existe este problema, uma vez que as paredes são paralelas à direção da aceleração não causando distorções.

No entanto, em ambos os casos, existe o atrito lateral com as paredes das caixas, assim como uma drenagem horizontal propiciada pelo geotêxtil colado às paredes, causando influência nas regiões laterais marcadas em hachuras na Figura 3.24. Dessa forma, a caixa de paredes paralelas acaba por fornecer uma área útil (cinza claro) maior que a outra, principalmente em se tratando de ensaios mais próximos da superfície.

Finalmente, uma régua de referência em aço inox graduada em milímetros foi colada à parede da caixa de amostras com o objetivo de permitir um acompanhamento visual da espessura da camada de solo.

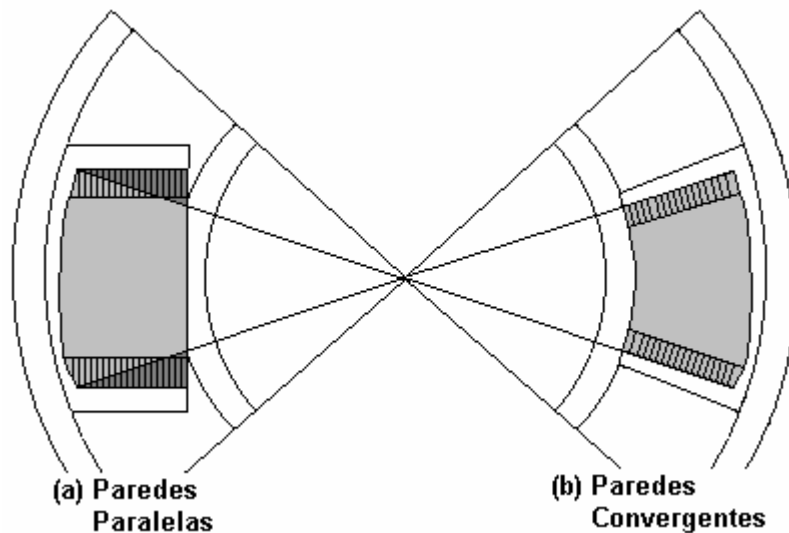


Figura 3.24 – Comparação entre caixas de amostras de paredes paralelas e convergentes.

3.2.9 COLOCAÇÃO E RETIRADA DE ÁGUA NO CANAL

A entrada de água no canal é feita através de dois recipientes posicionados a cerca de 2,20m de altura, um para água e outro para um contaminante. Ambos os tubos passam por uma união hidráulica giratória, entrando por dentro da centrífuga e saindo dentro do canal.

Para a retirada da água do canal, utiliza-se um pequeno motor atrelado a um tubo metálico através de uma polia, já descrito no item 3.2.7. Conforme se pode ver na Figura 3.22, quando o tubo está voltado para o centro de rotação, a água não pode sair enquanto estiver em um nível inferior ao da boca do tubo, ao passo que, quando o tubo está voltado para a

direção tangente a um círculo concêntrico com o eixo de rotação, a água sai livremente. Observe-se ainda que a centrífuga gira no sentido anti-horário, portanto, a ponta do tubo deverá apontar no sentido oposto ao movimento, facilitando a saída da água.

Cabe ainda ressaltar que o comprimento do tubo metálico na posição fechada não vai até o nível da boca da caixa de amostras, i.e., se a caixa estiver com água em nível maior que cerca de 105 mm de profundidade, o excesso sairá pelo tubo metálico mesmo que ele esteja na posição fechada.

3.2.10 CÂMERA DE VÍDEO

Foi instalada, para essa pesquisa, uma mini câmera de vídeo analógica colorida Pulnix TMC-73M sobre a mesa circular do atuador angular, conforme pode ser visto na Figura 3.19. Como a câmera gira junto com o canal, ela fornece uma imagem estática durante os ensaios, facilitando o acompanhamento da evolução dos ensaios.

Como a câmera é analógica e seu sistema de cores é PAL-G, para reprodução das imagens geradas foi necessário adquirir uma placa de captura de imagens Pico Pro 2 da Euresys que reproduz imagens digitalizadas de até 4 câmeras em qualquer sistema.

O terminal de saída do sinal da câmera na centrífuga fica próximo ao terminal dos cabos de sinal e potência, não indo, no entanto, até o console do multiplexador analógico, sendo necessária uma conexão BNC até a placa de captura de imagens.

Para fixar a câmera na base circular do atuador angular em uma posição que permitisse futuros ajustes e modificações, foi projetado um suporte móvel apresentado nas Figura 3.25 e na Figura 3.26, que também pode ser visto na Figura 3.19.

3.3 CONCEPÇÃO GERAL DO ENSAIO

O esquema de montagem do ensaio deverá simular, da melhor maneira possível, as condições reais da interação solo-duto que ocorre na flambagem lateral de dutos pela passagem de óleo aquecido, com o objetivo precípua de obter a reação do solo a esta solicitação. Assim sendo, um modelo de duto deverá ser arrastado lateralmente em uma camada de solo, e a força horizontal de reação ao movimento medida. No entanto, há que

se observar que as variáveis importantes no processo deverão ser muito bem controladas, de modo que os resultados obtidos possam ser parametrizados.

Conforme apresentado no Capítulo 2, se um duto for arrastado lateralmente por meio de fios, sua trajetória não será horizontal, mas sim segundo uma direção qualquer que represente o menor trabalho a ser realizado.

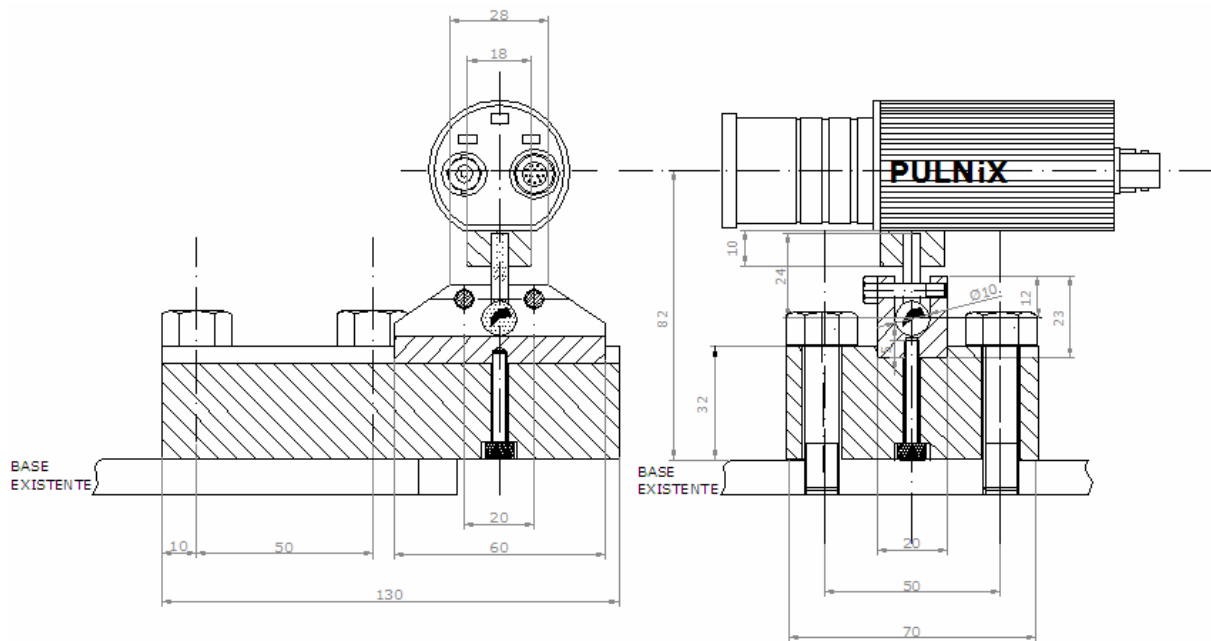


Figura 3.25 – Suporte móvel da câmera de vídeo de bordo.

Contudo, o próprio fio acaba por impor reações que perturbam o caminho natural da peça. A medição da força nesse caso também seria prejudicada, pois na realidade não haveria um controle efetivo da sua direção.

A utilização de um aparato que simulasse o aquecimento do duto e a sua flambagem, além de muito complicado, sob o ponto de vista executivo para aplicação em voo, também produziria resultados dependentes de imperfeições iniciais implantadas na peça, aspecto basicamente estrutural da análise. Da mesma forma, a medição de forças nesse caso seria bastante difícil de implementar.

Assim sendo, a solução adotada como sendo de maior benefício foi arrastar o duto lateralmente segundo uma velocidade constante, mantendo o enterramento inalterado e medindo forças horizontais e forças verticais resultantes do processo. Dessa forma é

possível, através da decomposição dos eixos, estabelecer a direção da resultante de reação do solo, e qual a variação em função dos diversos parâmetros considerados.

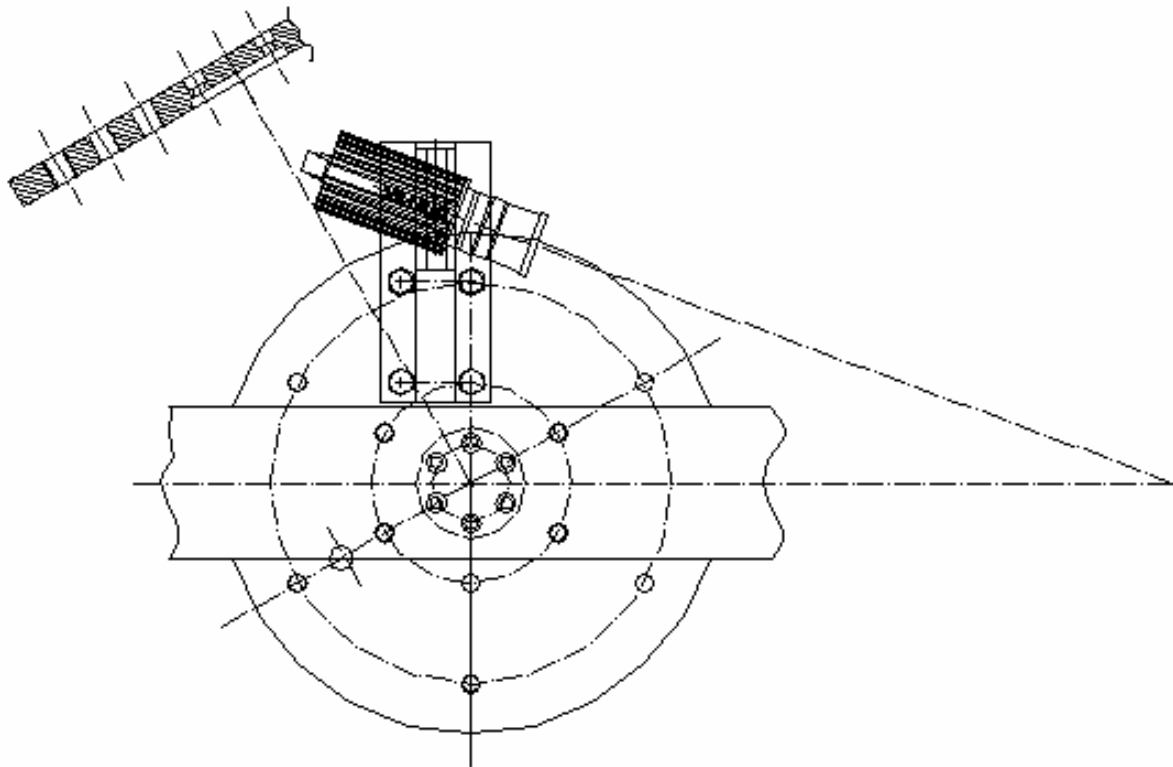


Figura 3.26 – Posicionamento do suporte móvel da câmera de vídeo de bordo.

Como a superfície de referência do solo adensado na centrífuga não é reta, e sim curva, o duto tem que ser arrastado segundo a mesma curvatura base do canal de amostras. Assim sendo, com o duto montado na ponta do atuador radial, e este conjunto montado sobre a mesa giratória do atuador angular, torna-se possível posicionar o duto à profundidade desejada, e arrastá-lo lateralmente segundo um círculo de raio concêntrico com o centro de rotação da centrífuga. A Figura 3.27 ilustra este esquema de montagem.

Para a modelagem centrífuga foi adotada uma escala de 1:30, objetivando-se uma aceleração inercial de ensaio equivalente a $N = 30$. Como o diâmetro externo do duto em protótipo é de 0,457 m, o diâmetro externo do modelo em escala 1:30 passa a 15,2 mm. Muito embora esta aceleração seja pequena em termos de tempo de adensamento (redução de 900 vezes), ela permite que as dimensões do modelo não sejam demasiado pequenas, o que ocorreria com $N = 100$ (modelo de duto com diâmetro de 4,8 mm e redução do tempo de adensamento de 10.000 vezes).

Em função do baixo coeficiente de adensamento dos solos utilizados e procurando-se uma escala que oferecesse uma área maior de contato com a superfície do duto, adotou-se a solução de dividir os ensaios em duas fases: Fase de Adensamento, com aceleração $N=100$, e Fase de Ensaio, com aceleração $N=30g$. Dessa forma, tirou-se o melhor partido de cada uma das situações.

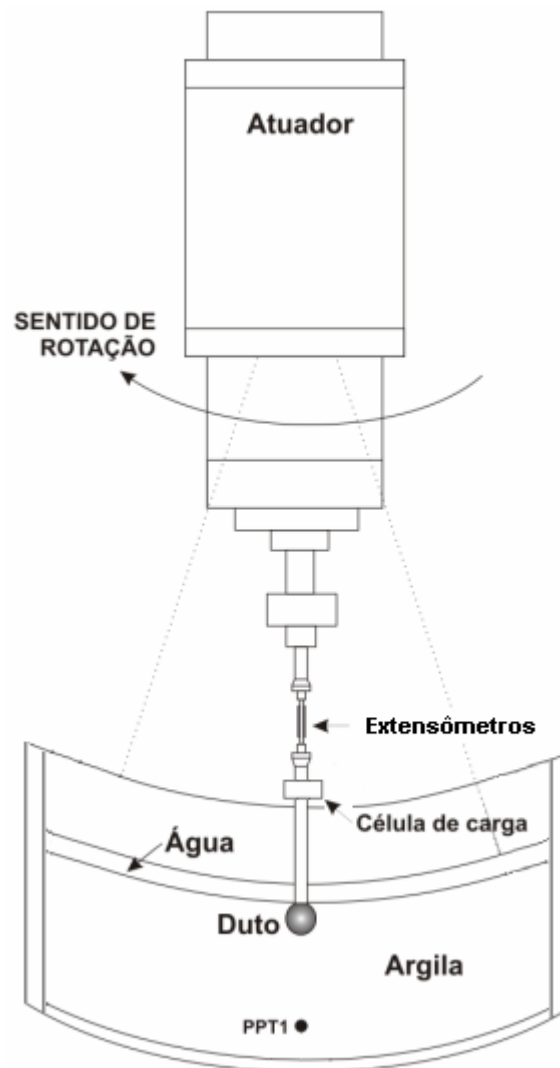


Figura 3.27 – Esquema de ensaio, incluindo caixa de amostra e atuadores.

Certamente que essa escolha introduz efeitos indesejáveis no processo de constituição da camada de solo. Durante a desaceleração, ocorre em toda a camada a geração de poro-pressão negativa que vai sendo dissipada à medida em que o solo vai inchando. BARKER (1998) cita que as argilas de caulim utilizadas em Cambridge somente suportam poro-pressões negativas até aproximadamente 100 kPa antes de cavitarem. A partir desse ponto, ocorre entrada de ar e ruptura da camada. O autor ainda coloca que esse fenômeno acontece mesmo com camadas totalmente saturadas.

A solução para evitar esse problema é a redução da aceleração em estágios, permitindo assim que as poro-pressões negativas se dissipem em patamares inferiores aos 100 kPa limites. Neste trabalho foram adotados valores não superiores a 70 kPa para estágios de poro-pressão, e o tempo de dissipação foi calculado de maneira a permitir a dissipação da maior parte do excesso de poro-pressão gerado.

3.4 ADENSAMENTO DO SOLO PELO PESO PRÓPRIO

Centrífugas de braço possuem uma cesta de balanço que permite que o solo seja colocado na caixa de amostras na posição vertical enquanto a máquina está parada. Quando iniciada a rotação, a cesta gira em torno do seu eixo de sustentação, procurando naturalmente a inclinação de equilíbrio para a aceleração angular desejada. Muito embora a centrífuga de tambor possa bascular para a posição horizontal ou vertical, seu canal de amostras é rígido, não tendo movimento de balanço, deixando apenas duas alternativas para colocação de solos na caixa de amostras: grumos ou lama.

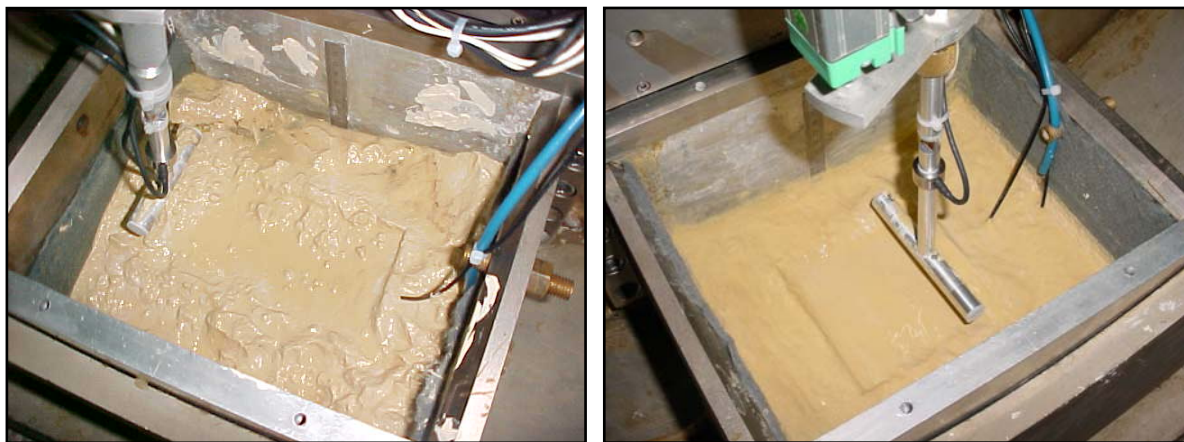
A técnica de grumos, utilizada com a centrífuga (eixo) na posição horizontal, consiste no particionamento da amostra de solo em pequenos pedaços que são cuidadosamente jogados dentro da caixa até que se forme uma camada. Esse processo insere macro vazios entre os grumos, além dos vazios existentes na estrutura do solo. Por isso mesmo todo o sistema torna-se extremamente compressível dificultando o controle dos recalques.

Essa técnica foi descrita por Manivannan et al. (1998) como sendo de grande valia na simulação de aterros submersos construídos por deposição de argila em blocos. Os autores também concluíram que o excesso de poro-pressões dentro dos grumos de argila é maior que nos macro-vazios entre os grumos, e que a taxa de dissipação da poro-pressão nos macro-vazios é maior que no interior dos grumos. Dessa forma, os autores colocam que o comportamento de adensamento desse tipo de estrutura será constituído de um rápido colapso inicial, devido ao fechamento dos macro-vazios entre os grumos, seguido de um comportamento de longo prazo, compatível com o adensamento convencional da camada de argila.

A segunda técnica, colocação da amostra de solo em estado de lama, só pode ser realizada com a centrífuga na posição (eixo) vertical, já em movimento, caso contrário o líquido escorre para fora da caixa. Essa rotação não deverá ser excessiva pois a centrífuga ainda

está desbalanceada, nem pequena demais para que a lama não se deposite segundo um perfil muito inclinado. A aceleração adotada com sucesso para essa deposição foi de 5g.

Após ensaios preliminares, optou-se pela adoção do processo de adensamento a partir de lama. Esse processo permite que a solo forme uma camada homogênea com uma superfície bem mais regular e suave. A Figura 3.28 apresenta camadas do mesmo material elaboradas a partir dos dois processos (grumos e lama) após 10 horas de centrifugação a 100g. Os resultados das leituras de forças horizontal e vertical mostraram-se bem mais estáveis com a escolha do segundo processo.



(a) Processo de grumos

(b) Processo de lama

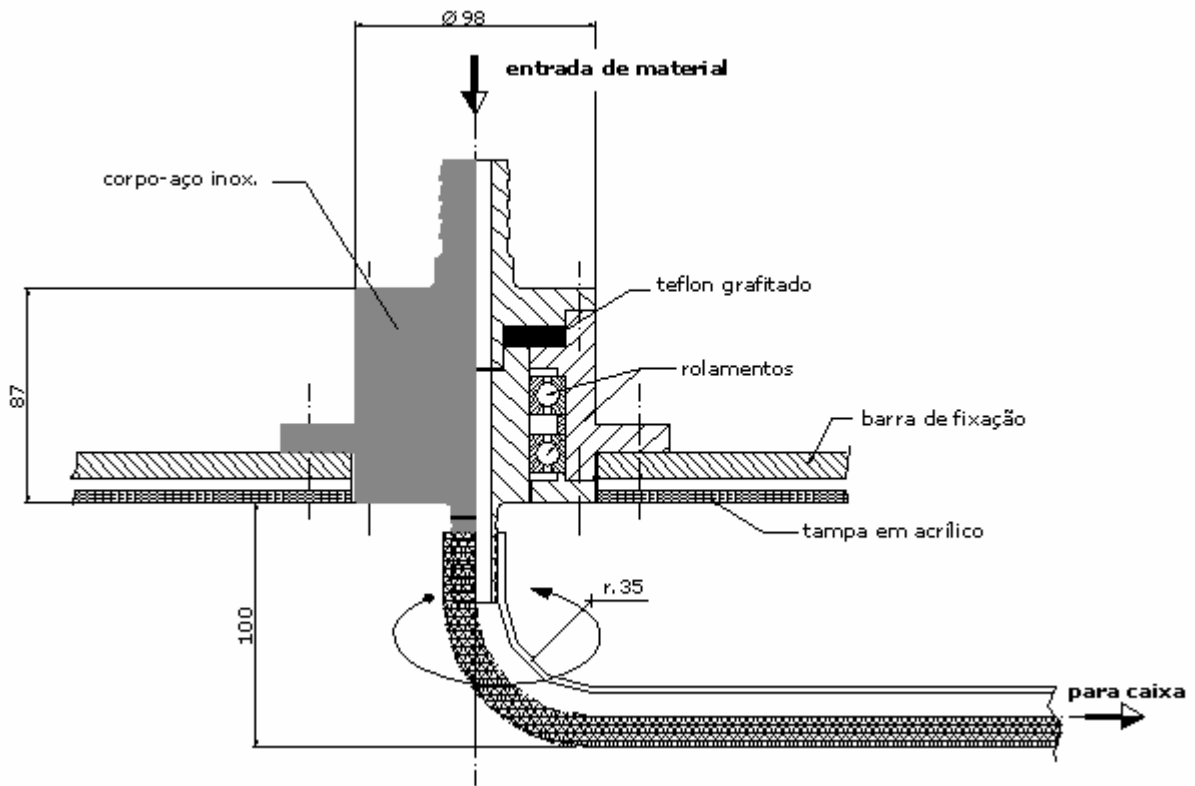
Figura 3.28 – Diferenças no aspecto da camada final pelos processos de grumo e lama.

A desvantagem principal na utilização do processo de lama é que torna-se necessária a centrifugação por um período mais longo para que a camada possa ter consistência antes da parada total da centrífuga, evitando assim que o solo, ainda em estado de lama, escorra para dentro do equipamento causando danos à parte eletro-eletrônica.

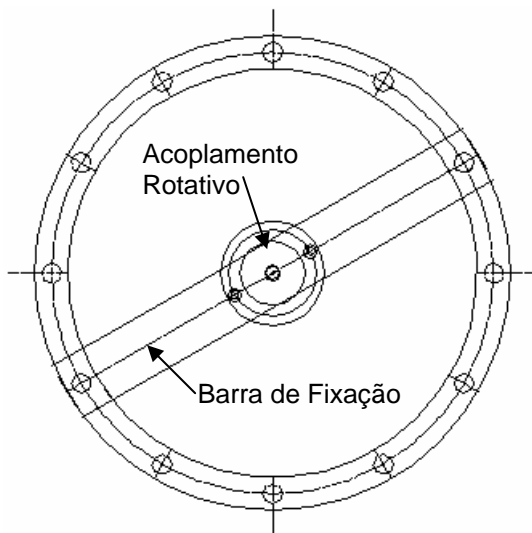
Para a introdução da lama, modificações tiveram que ser implementadas ao equipamento, tendo sido desenvolvida uma união giratória que, posicionada no centro de rotação da centrífuga, acima do canal, deposita a lama através de uma mangueira que se apóia da parte giratória da união até a caixa de amostras. Para suportar e guiar a mangueira na caixa de amostras, um quadro especial de acrílico foi desenhado permitindo uma ampla visualização do interior da caixa. Um funil guia a lama para dentro da união.

Composta de dois conjuntos de rolamentos, a união giratória foi idealizada com um disco de teflon grafitado prensado que impede que a lama entre na parte interna da união, ao mesmo

tempo que mantém as partes em giro suave, uma vez que é um material auto-lubrificante. A Figura 3.29 mostra uma seção transversal da união giratória e o processo de colocação da lama no interior da caixa de amostras.



(a) Seção transversal do acoplamento rotativo.



(b) Vista de topo da centrífuga.



(c) Colocação da lama em vô.

Figura 3.29 – União rotativa desenvolvida para introdução da lama na centrífuga em vô (cotas em mm).

3.4.1 CÁLCULO DA QUANTIDADE DE MATERIAL

Para a utilização correta do processo de adensamento por lama, torna-se necessário o conhecimento das quantidades de material necessárias para que a camada de argila atinja a espessura desejada após o número de horas estipulado para centrifugação.

Inicialmente é necessário arbitrar a espessura final da camada de argila (H_f) após 100% de adensamento a uma aceleração inercial equivalente a N gravidades. Essa camada é dividida em pequenas fatias de 1 mm cada (h_f), tomando-se o centro da camada como ponto de referência para cálculos. Adotou-se então um gradiente de resistência não-drenada, que é na realidade o coeficiente angular da reta de resistência com a profundidade.

Para calcular esse gradiente (k), considerou-se para a lama em questão:

$$Su = 0,22 \cdot \sigma'_v \quad (3.7)$$

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot z \quad (3.8)$$

onde γ' é o peso específico submerso do solo e z a profundidade. Dessa forma, considerando-se um peso específico medido $\gamma' = 4,69 \text{ kN/m}^3$, chega-se a $k = 1,0 \text{ kPa/m}$. Para a n -ésima fatia, a resistência não-drenada (Su) poderá então ser calculada como:

$$Su = \left(n - \frac{1}{2} \right) \cdot N \cdot k \cdot h_f \quad (3.9)$$

O cálculo da umidade final w_f a partir da resistência não-drenada Su é feito através da Equação (3.10). Adotando-se a relação da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (ATKINSON & BRANSBY, 1978), é possível, de posse dos valores de M , e_{cs} , G_s e λ , calcular w_f .

$$Su = \frac{M}{2} e^{\left(\frac{e_{cs} - w \cdot G_s}{\lambda} \right)} \quad (3.10)$$

Adotando-se, a título ilustrativo, valores de $G_s = 2,65$; $M = 0,92$; $e_{cs} = 2,14$ e $\lambda = 0,205$, obtém-se w em função de Su da Equação (3.10):

$$w_f = \frac{-1}{12,68} \ln\left(\frac{Su}{15730}\right) \quad (3.11)$$

Para calcular a altura inicial (h_i), antes do adensamento, em cada camada, adota-se a equação clássica da Mecânica dos Solos:

$$h_i = \frac{1 + w_i \cdot G_s}{1 + w_f \cdot G_s} h_f \quad (3.12)$$

De posse da umidade inicial do material w_i e do valor de w_f , calcula-se h_i . Assim sendo, a soma dos valores de h_i ao longo de toda a camada fornece a altura inicial total de lama (H_i) e, portanto, o volume inicial correspondente.

Muito embora esse procedimento considere um gradiente de resistência linear com a profundidade, o que não corresponde rigorosamente à realidade, os cálculos aqui apresentados serão utilizados apenas na avaliação da quantidade inicial de lama a ser colocada na centrífuga. Assim sendo, pequenas variações nas espessuras finais desejadas não representam um problema.

3.4.2 CÁLCULO DA VARIAÇÃO DO CAMPO INERCIAL

O campo inercial gerado pela centrifugação é diretamente proporcional à distância ao centro de rotação R (Equação 3.13) e ao quadrado da velocidade angular (ω). Sendo assim, no centro de rotação ele é zero, enquanto no fundo da caixa de amostras ele é máximo. Esse fenômeno foi comentado anteriormente e representa, na realidade, uma variação significativa na gravidade simulada ao longo da camada.

$$N \cdot g = \omega^2 \cdot R \quad (3.13)$$

O gráfico da Figura 3.30 apresenta a variação da gravidade simulada ao longo de toda a profundidade da caixa de amostras, para a fase de adensamento (100g) e para a fase de atuação (30g).

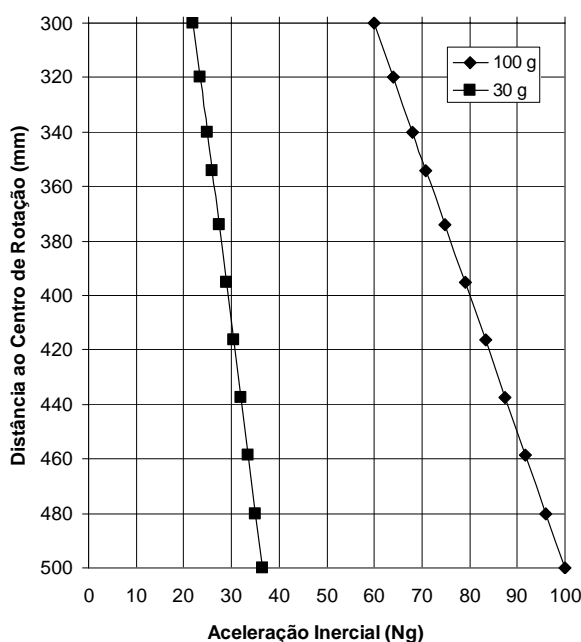


Figura 3.30 – Variação do campo inercial ao longo da caixa de amostras.

Uma vez que a gravidade varia com a profundidade ao longo da amostra, o valor efetivo a ser considerado para efeito de cálculo deverá obedecer o critério apresentado por SCHOFIELD (1980), i.e., a gravidade representativa da camada é aquela que ocorre a 2/3 do fundo da caixa. Isso significa dizer que o erro entre as curvas de tensão do protótipo e do modelo é mínimo quando essa gravidade representativa é utilizada.

Os gráficos das Figura 3.31 e Figura 3.32 apresentam os efeitos da variação da gravidade para o caso em estudo. A Figura 3.31 mostra as variações em termos de poro-pressões hidrostáticas, enquanto a Figura 3.32 mostra as variações em termos de tensões totais após o adensamento. Em ambos os casos observa-se que as curvas de modelo, tanto a 37g quanto a 100g, aproximam-se bem das curvas de protótipo, mostrando que as tensões modeladas estão próximas aos valores reais para as gravidades efetivas consideradas (30g e 85g), e que as distorções do campo inercial foram minimizadas. Para atestar a minimização dos erros foi utilizado o método dos mínimos quadrados aplicado às diferenças entre as duas curvas.

Dessa forma, a gravidade para a fase de adensamento a 100g (nominal), i.e., referenciado ao fundo da caixa, é na realidade 85 g (efetivo), i.e., referenciado a 1/3 do fundo da caixa. A fase de atuação tem gravidade nominal de 37g para que a gravidade efetiva seja de 30g. O motivo para não ter sido aplicada gravidade efetiva de 100g na fase de adensamento é

poupar o equipamento e diminuir as distorções provocadas pelo sobre-adensamento. A Figura 3.32 apresenta ainda uma mudança de inflexão na profundidade aproximada de 430 mm que corresponde ao início da camada de argila adensada propriamente dita.

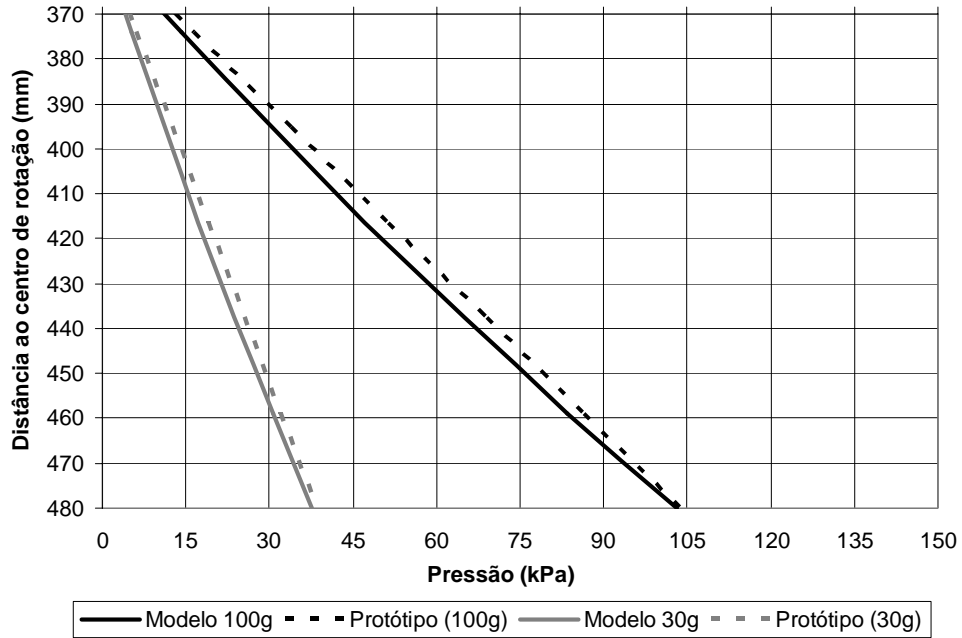


Figura 3.31 – Efeito da variação da gravidade nas poro-pressões hidrostáticas.

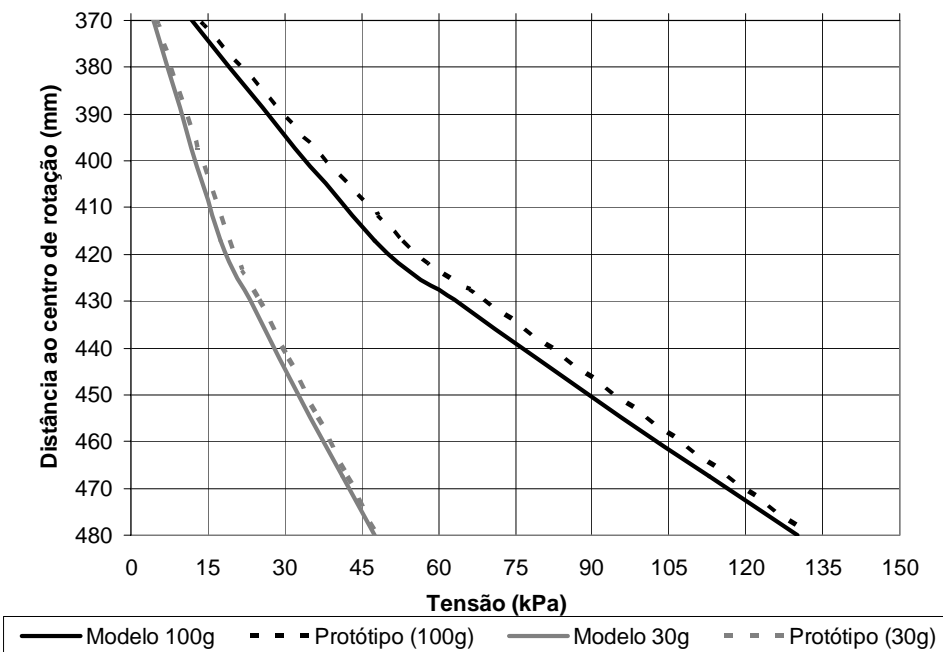


Figura 3.32 – Efeito da variação da gravidade nas tensões totais após o adensamento.

Cabe ainda observar que a centrífuga tem a programação da velocidade angular baseada na gravidade nominal (fundo da caixa). Isso se faz necessário uma vez que a gravidade efetiva depende da espessura da camada ensaiada, portanto, varia em cada ensaio. Assim sendo, o procedimento correto de programação da velocidade angular deverá ser o cálculo da espessura da camada de ensaio, estabelecimento da gravidade efetiva desejada, e cálculo da gravidade nominal correspondente para acionamento do equipamento.

3.4.3 CÁLCULO DOS RECALQUES DURANTE O ADENSAMENTO

Quando a lama é colocada na centrífuga e atinge a aceleração efetiva de 85g (100g nominal) inicia-se um processo de adensamento pelo peso próprio. Isto significa dizer que a camada mais próxima ao fundo da caixa, onde há uma fronteira drenante, adensa mais rápido, em função do peso de lama sobrejacente. Enquanto isso, embora esteja também em uma fronteira drenante, a camada mais superficial não adensará nada pois não há qualquer sobrecarga acima dela.

Para permitir uma análise mais direta do adensamento por peso próprio da lama e a utilização da Teoria do adensamento de Terzaghi, a camada inicial foi dividida em 7 sub-camadas e o material foi considerado 100% saturado ao longo de todo o processo. A primeira e a segunda camadas têm 10% da espessura total cada; a terceira, a quarta e a quinta camadas têm 20% da espessura total cada; e a sexta e sétima camadas têm também 10% da espessura total cada. A Figura 3.33 mostra esquematicamente a discretização de uma camada de lama em um número n qualquer de sub-camadas de espessuras d_i .



Figura 3.33 – Divisão da camada de lama em n sub-camadas

Para o cálculo dos recalques, adotou-se um coeficiente de adensamento vertical normalmente adensado c_v , e um índice de compressão virgem C_c .

Os recalques totais previstos para uma i -ésima fatia foram obtidos através da equação clássica de Terzaghi, onde N_j é o número de vezes que o campo inercial médio da j -ésima camada é maior que a gravidade, i.e., o número médio de gravidades na camada i .

$$r_i = \frac{d_i}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_i + \Delta\sigma'_i}{\sigma'_i} \right) \quad (3.14)$$

$$\Delta\sigma'_i = \sum_{j=1}^i \gamma' \cdot d_j \cdot N_j \quad (3.15)$$

O recalque total R é a soma dos recalques r_i de todas as camadas:

$$R = r_1 + \dots + r_n \quad (3.16)$$

3.4.4 CÁLCULO DAS TENSÕES DURANTE O ADENSAMENTO

Adotando a mesma discretização de camadas usada no cálculo de recalques, procurou-se determinar as tensões ao longo da profundidade em várias fases do adensamento.

No momento em que a lama é colocada (0% de adensamento), a umidade inicial (w_i) e o peso específico inicial (γ_i) são constantes ao longo de toda a camada. Com o adensamento, tanto o peso específico quanto a umidade variam com o tempo, no entanto, apenas a variação da umidade será considerada no tempo e também na profundidade. Admite-se que o peso específico é praticamente constante ao longo da camada. Com efeito, a umidade varia num intervalo entre 200% e 30%, enquanto que o peso específico varia num intervalo entre 12,5 kN/m³ e 15,5 kN/m³.

Inicialmente, em uma fase qualquer de adensamento, passado um tempo t_m em escala de modelo, o tempo equivalente em protótipo t_p será:

$$t_p = t_m \cdot N^2 \quad (3.17)$$

O fator tempo T de Terzaghi deverá ser calculado com base na metade da espessura da camada de protótipo (H_p) e no tempo de protótipo (t_p).

$$T = \frac{c_v \cdot t_p}{H_p^2} \quad (3.18)$$

$$H_p = \left(\frac{d_1 + \dots + d_n}{2} \right) N \quad (3.19)$$

Nesse caso, N é a gravidade efetiva de toda a camada. A profundidade z da camada em modelo e em protótipo será dada por:

$$z_{mi} = d_1 + \dots + d_i \quad (3.20)$$

$$z_{pi} = z_{mi} \cdot N \quad (3.21)$$

A partir dos valores de T , H e z , calcula-se o $U(z,t)$ de Terzaghi para aquela profundidade z_i da camada naquele tempo t .

$$U(z,t) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\text{sen} \frac{M \cdot z_{pi}}{H_p} \right) e^{-M^2 T} \quad (3.22)$$

onde $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$

De posse de $U(z,t)$ e do recalque total r_i de cada fatia, calculou-se para cada camada o recalque parcial $r(t)_i$, considerando que a evolução dos recalques se dá de maneira muito próxima à dissipação da poro-pressão.

$$r(t)_i = r_i \cdot U(z,t) \quad (3.23)$$

Baseado nos recalques individuais de cada camada $r(t)_i$ no tempo t , as espessuras d_i das camadas foram modificadas para:

$$d(t)_i = d_i - r(t)_i \quad (3.24)$$

Utilizando-se a gravidade no ponto médio de cada camada (N_j), para a fase inicial, o excesso de poro-pressão será igual à sobrecarga representada pelo peso submerso das camadas superiores. Assim sendo, para a i -ésima camada, o excesso de poro-pressão será:

$$\Delta u_i = \sum_{j=1}^i \gamma' \cdot d(t)_j \cdot N_j \quad (3.25)$$

A tensão total inicial e a poro-pressão poderão ser calculadas como:

$$\sigma_i = \sum_{j=1}^i \gamma \cdot d(t)_j \cdot N_j \quad (3.26)$$

$$u_i = \sum_{j=1}^i \gamma_w \cdot d(t)_j \cdot N_j + U(z,t) \cdot \Delta u_i \quad (3.27)$$

Subtraindo-se a Equação 3.26 da Equação 3.27 obtém-se a tensão efetiva.

$$\sigma_i' = \sigma_i - u_i \quad (3.28)$$

Cabe ressaltar que à medida que o adensamento vai se processando, o recalque evidencia a redução do índice de vazios e também o aumento do peso específico submerso. A correção do peso específico submerso, para cada intervalo de tempo, é feita por tentativas até que a tensão total no fundo da caixa seja exatamente a mesma do início do adensamento. Essa condição pode ser melhor visualizada no gráfico de variação da tensão total com o tempo da Figura 3.34.

No gráfico da Figura 3.35 está apresentada a dissipação da poro-pressão com o tempo, ao longo da camada. O gráfico da Figura 3.36 apresenta o ganho de tensão efetiva com o tempo. Cabe observar que a tensão efetiva no início do adensamento vale zero em toda camada. Essa condição expressa a ausência de resistência da lama e o fato de toda sobrecarga ser absorvida, no início, pela água.

Também foi calculada a razão entre a máxima tensão efetiva obtida durante o processo de adensamento em relação à tensão efetiva de protótipo para a fase de atuação, i.e., equivalente a uma gravidade efetiva de 30g (Figura 3.37). Essa razão mostra o sobre-adensamento ou o sub-adensamento da camada de modelo em relação a uma camada de

protótipo ideal que se pretende simular. Por não ser exatamente uma razão de sobre- adensamento, convencionou-se definir esse valor como razão de sobre-centrifugação.

$$RSC = \frac{\sigma'_i}{\sigma'_p} \quad (3.29)$$

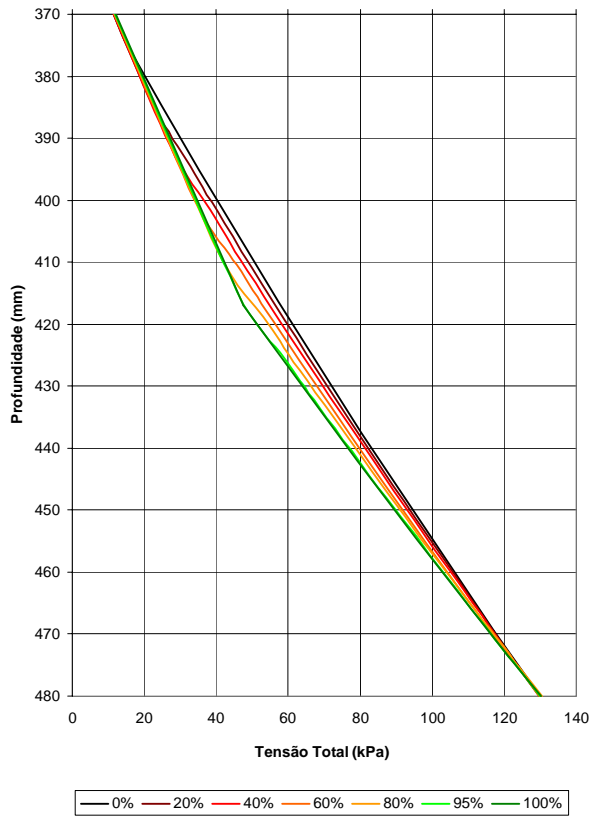


Figura 3.34 – Variação de tensões totais.

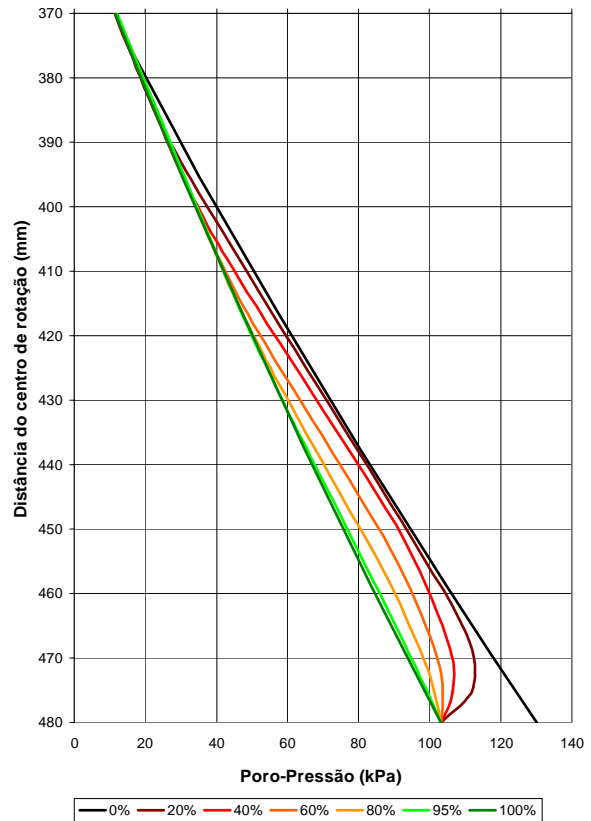


Figura 3.35 – Variação de poro-pressões.

Onde σ'_i é a tensão efetiva vertical no tempo t e na profundidade z em uma camada de solo submetida a um campo inercial efetivo $g1$ (para adensamento), e σ'_p é a tensão efetiva vertical na profundidade z de protótipo referente a um campo inercial $g2$ (para atuação).

3.4.5 CÁLCULO DA UMIDADE DURANTE O ADENSAMENTO

Pode-se ainda calcular a umidade em cada camada, a partir da espessura $d(t)_i$, evidenciando-se w_f na Equação 3.12 .

$$w(t)_i = \frac{1}{G_s} \left(\frac{d(t)_i}{d_i} (1 + w_i \cdot G_s) - 1 \right) \quad (3.30)$$

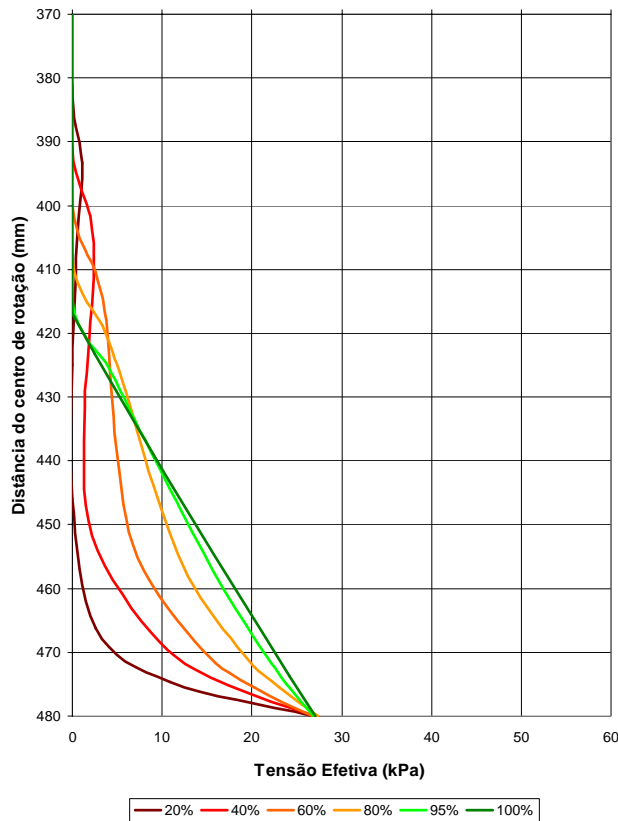


Figura 3.36– Ganho de tensão efetiva.

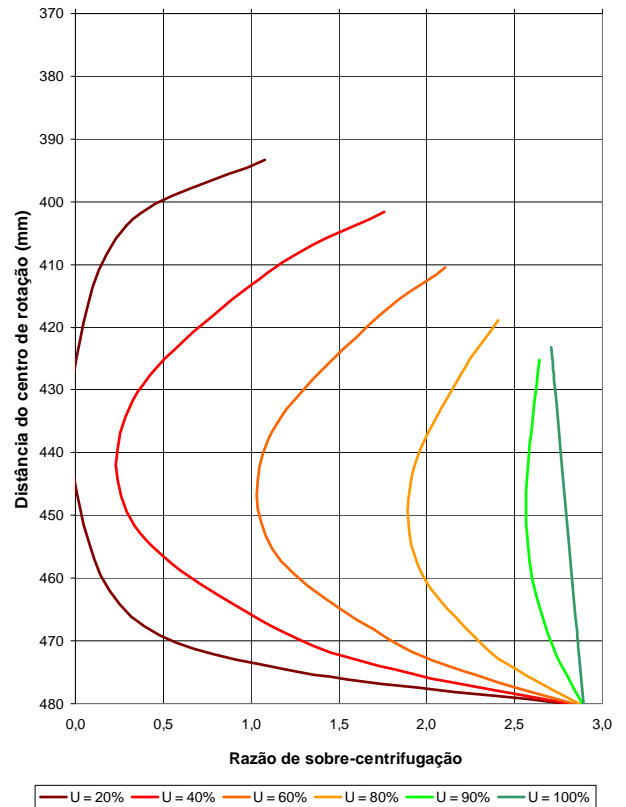


Figura 3.37– Razão de sobre-centrifugação.

3.4.6 CÁLCULO DO INCHAMENTO DURANTE A DESACELERAÇÃO

Após a fase de adensamento, quando a centrífuga é desligada, ocorre um descarregamento, equivalente ao peso próprio da camada, majorado pelo campo inercial. A camada voltará, então, a estar submetida apenas a seu peso próprio real, de alguns centímetros.

Para os cálculos nessa fase, adotou-se o coeficiente de adensamento vertical sobre-adensado c_{vs} , e o índice de recompressão C_s . A Figura 3.38 apresenta a variação da umidade ao longo da camada e ao longo do tempo.

Considerando-se uma fase qualquer do adensamento, é possível calcular o índice de vazios e , a partir da umidade (Equação 3.30), através da relação clássica da Mecânica dos Solos, onde S é a saturação e G_s é densidade real dos grãos.

$$S \cdot e = w \cdot G_s \tag{3.31}$$

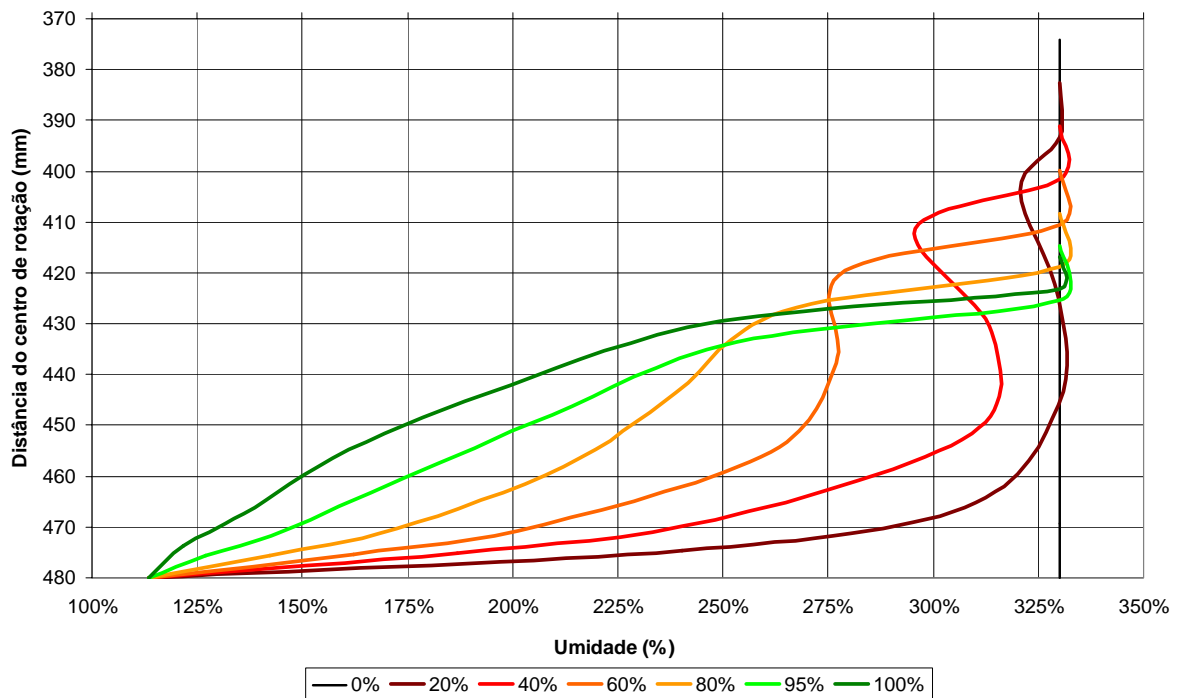


Figura 3.38 – Variação da umidade na camada ao longo do adensamento.

Assumindo uma saturação de 100%, vem:

$$e(t)_i = w(t)_i \cdot G_s \quad (3.32)$$

O estado de tensões efetivas antes do desligamento pode ser obtido das Equações 3.26, 3.27 e 3.28:

$$\sigma'_i = \sum_{j=1}^i \gamma' \cdot d(t)_j \cdot N_j - U(z, t) \cdot \Delta u_i \quad (3.33)$$

Enquanto que o estado de tensões efetivas após um tempo infinito depois do desligamento será:

$$\sigma'_f = \sum_{j=1}^i \gamma' \cdot d(t)_j \quad (3.34)$$

Dependendo do nível de adensamento a que se chegou na centrifugação, pode acontecer de a parte central da camada não ter atingido ainda o mesmo nível de tensão efetiva após o desligamento (σ'_f). Isso significa dizer que ainda haverá adensamento para que aquela

porção central da camada esteja 100% adensada à gravidade ambiente. Simulações mostram que essa situação pode ocorrer para níveis de adensamento inferior a 25%.

Assim sendo, pode ocorrer um inchamento elástico, ou ainda um recalque elasto-plástico, dependendo do nível de tensões efetivas alcançado. No primeiro caso, o inchamento a tempo infinito é dado pela equação de Terzaghi:

$$s_i = \frac{d(t)_i}{1 + e(t)_i} C_s \log\left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}\right) \quad (3.35)$$

No segundo caso, o recalque a tempo infinito também é dado pela equação de Terzaghi:

$$r_i = \frac{d(t)_i}{1 + e(t)_i} C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}\right) \quad (3.36)$$

Para o cálculo do recalque ou do inchamento em um tempo t qualquer, após o desligamento da centrífuga, calcula-se $U(z,t)$ com base no c_v ou no c_{vs} , respectivamente, aproximando-se novamente o ritmo da evolução dos recalques pelo ritmo da dissipação da poro-pressão.

Em ambos os casos, a atualização do valor de $d(t)_i$ é feita somando-se o inchamento ou subtraindo-se o recalque, denotando-se como $d_f(t)_i$.

$$d_f(t)_i = d(t)_i + s_i \cdot U(z,t) - r(t)_i \quad (3.37)$$

$$d_f(t)_i = d(t)_i - r_i \cdot U(z,t) - r(t)_i \quad (3.38)$$

Utilizando-se a mesma fórmula da Equação 3.30, pode-se obter a umidade após o inchamento ou recalque.

O gráfico da Figura 3.39 apresenta a variação do perfil de umidade na camada de uma amostra que alcançou 50% de adensamento a uma gravidade efetiva de 85g e posteriormente foi desacelerada até 1g, permanecendo assim por mais de 4 horas, considerando-se para tanto um C_{vs} da ordem de 5,50 m²/ano. Foi considerada também uma umidade inicial de 200% para a lama.

Pode-se observar claramente no gráfico que nas camadas mais superiores, menos sujeitas à sobrecarga por peso próprio, o inchamento é mais importante, podendo chegar a valores maiores de umidade do que o próprio valor da umidade inicial da lama.

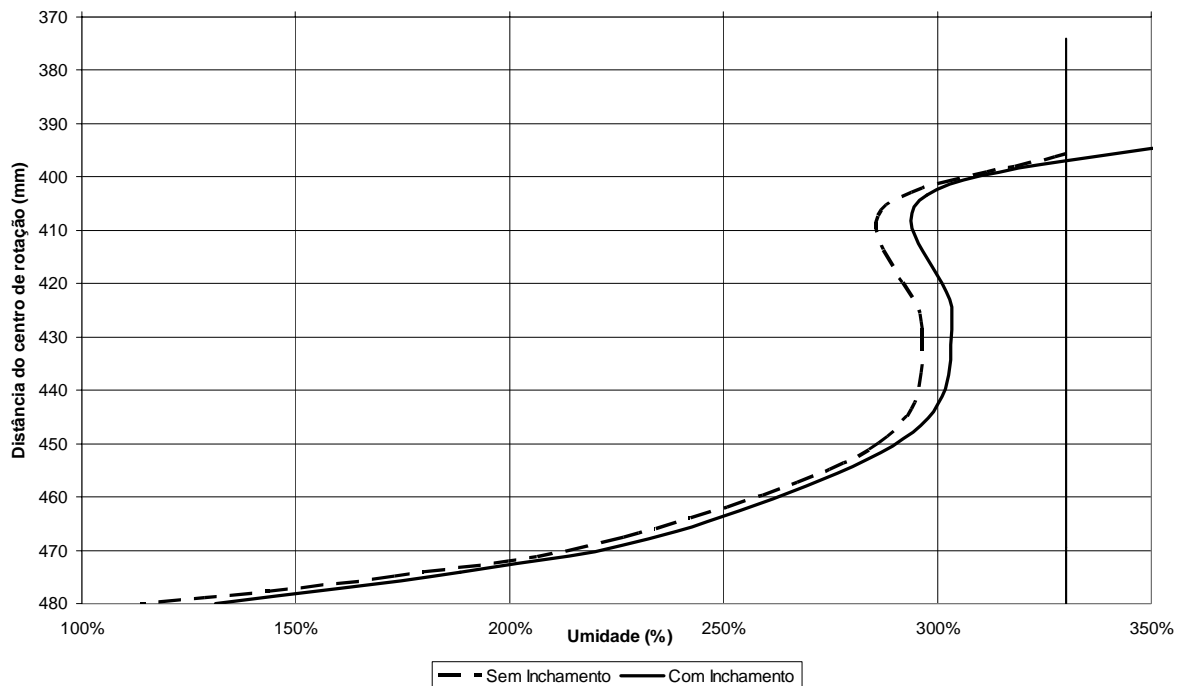


Figura 3.39 – Efeito do inchamento no perfil de umidade de uma amostra 50% adensada.

A termo “corrigido” utilizado no título do gráfico da Figura 3.39 diz respeito à correção da pequena distorção de valores de umidade na superfície da camada. Isso se deve ao fato do processo empregado ser discretizado, i.e., a primeira fatia adotada não sofre qualquer adensamento, o que não é verdade. Assim sendo, visando corrigir essa distorção, extrapolaram-se as taxas de variação (derivadas) da camada imediatamente anterior para a primeira camada.

3.4.7 PREVISÃO DE DISSIPÇÃO DE PORO-PRESSÕES

Durante os ensaios, transdutores de poro-pressão monitoram a dissipação das poro-pressões e, portanto, o ganho de tensão efetiva e resistência. Para simulação dessa dissipação, segundo o ponto de vista de um ponto fixo no interior da caixa, interpolações foram feitas nas curvas apresentadas no gráfico da Figura 3.38 de modo a se obter a poro-pressão sempre à mesma distância do fundo da caixa.

Cabe ressaltar que a curva obtida não é uma curva de adensamento convencional, pois, com o recalque, o ponto de medição muda de posição relativamente à camada à medida que o tempo vai passando.

O gráfico da Figura 3.40 mostra uma curva de dissipação para um ponto de medição fixo a 10 mm do fundo da caixa.

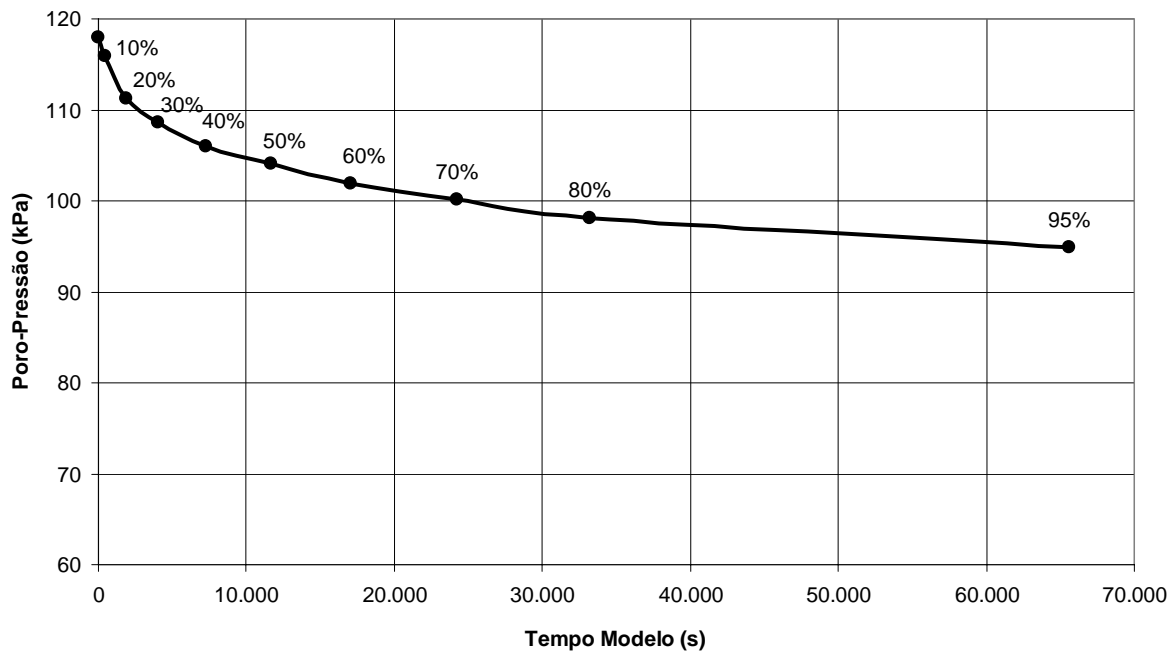


Figura 3.40 – Dissipação esperada de poro-pressões a 10 mm do fundo da caixa.

3.4.8 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Lançou-se mão novamente da teoria dos estados críticos para, a partir da umidade e dos parâmetros do solo, obter-se uma previsão da resistência não-drenada do solo. Dessa forma a Equação (3.10) é adotada mais uma vez utilizando-se como umidade os valores obtidos na Equação (3.30).

O gráfico da Figura 3.41 apresenta a variação do perfil de resistência não drenada ao longo do processo de adensamento para os percentuais 0, 20%, 40%, 60%, 80%, 95% e 100%. Observa-se uma grande semelhança de comportamento entre a variação da umidade ao longo da camada, apresentada na Figura 3.38, e a variação da resistência não-drenada.

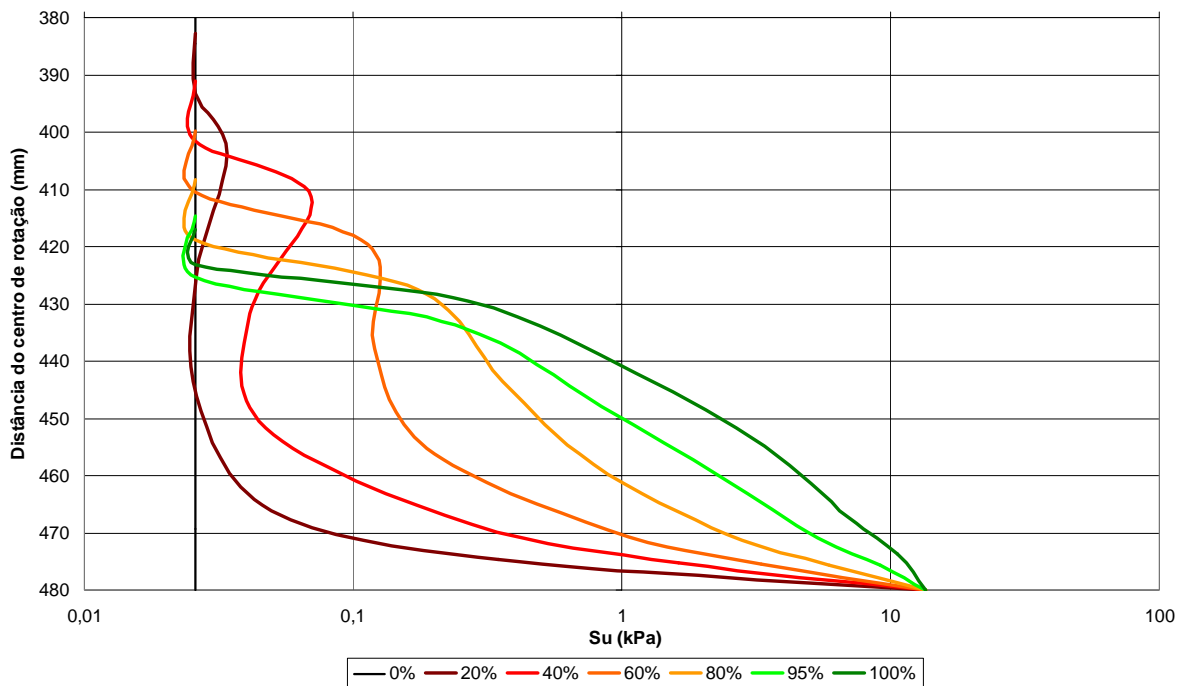


Figura 3.41 – Variação da resistência não-drenada na camada ao longo do adensamento.

Da mesma forma que na umidade, a resistência não-drenada inicia seu ganho mais próximo às fronteiras drenantes, estendendo esse efeito para o centro à medida que o tempo passa. A curva referente a 100% de adensamento, em gráfico semi-logarítmico, não apresenta perfil retilíneo, mas curvatura aproximadamente constante que tende a aumentar quanto mais próxima fica do fundo da camada.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO DO ENSAIO

Para viabilizar a medição das forças horizontal e vertical no duto e mantê-lo em posição durante o arraste foi concebida a haste instrumentada, já apresentada sumariamente na Figura 3.27, e detalhada na Figura 3.42.

O material adotado para confecção da haste foi o alumínio, por minimizar os efeitos da corrosão e ser leve. O peso específico do material é muito importante no que diz respeito à capacidade máxima da célula de carga. Como toda a haste é acelerada a 100g, os pesos se multiplicam impondo grande esforço à célula. Por outro lado, a adoção de uma célula com maior capacidade afeta diretamente a resolução da medição que deve ser a maior possível.

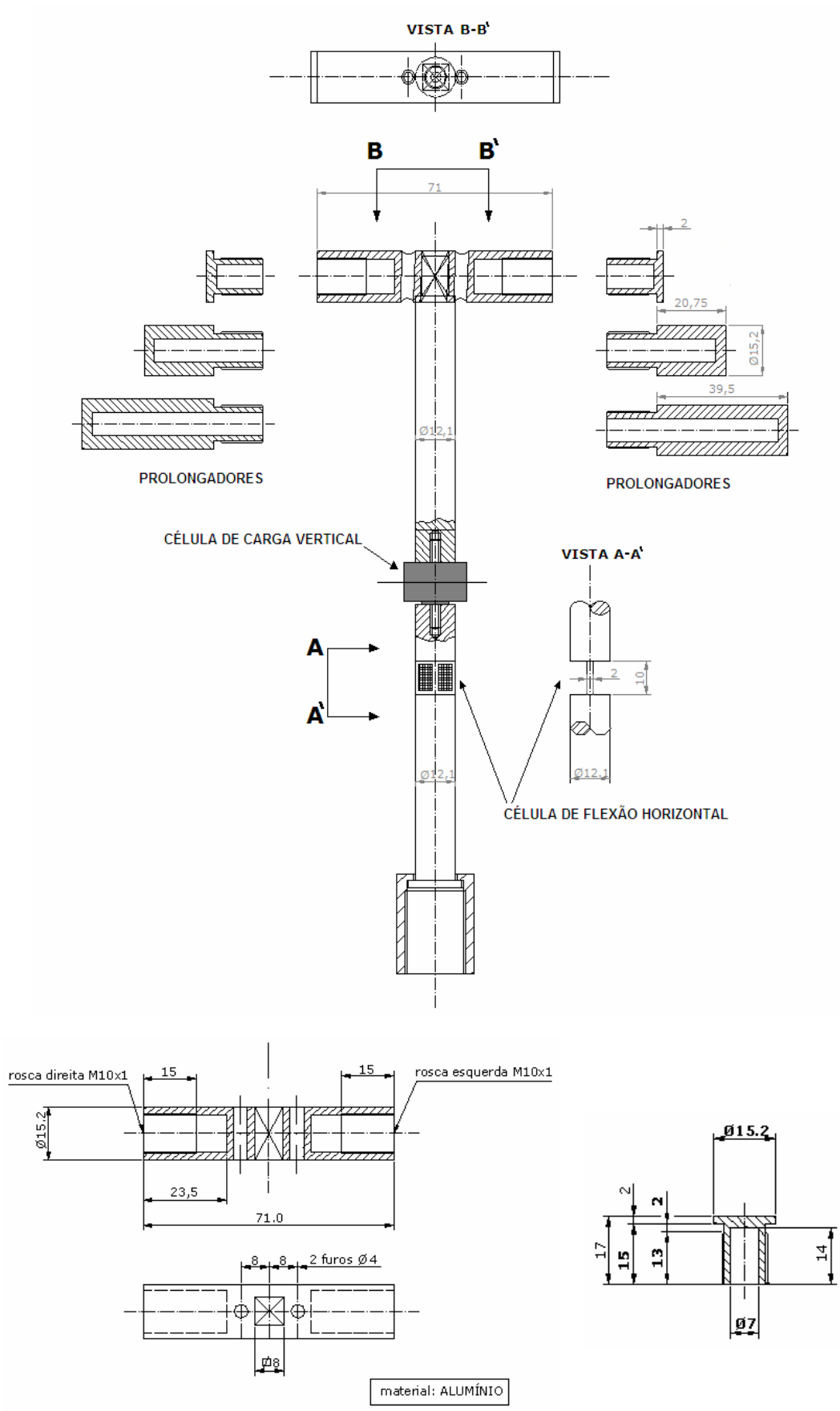


Figura 3.42 – Haste instrumentada de sustentação do duto (cotas em mm).

3.5.1 CÉLULA DE CARGA VERTICAL

Assim sendo, para medição da força vertical foi utilizada uma célula de carga Entran ELPM-T1M-50N-/X/C com capacidade de 50 N dotada de compensação para temperatura e também para momentos fletores. Esta última característica torna-se especialmente importante para a aplicação em questão, pois o momento fletor atuante na haste é relativamente elevado, podendo facilmente interferir nos resultados.

A célula de carga foi posicionada o mais próximo possível do ponto de aplicação da força para evitar o aumento do braço de alavanca e o conseqüente aumento do momento fletor. No entanto, a colocação da célula junto ao duto acabaria por permitir o contato da instrumentação com o solo e com a água quando do procedimento de enterramento. Assim sendo, foi encontrada uma posição ótima que conciliasse ambos os aspectos levantados, com o eixo da célula a 93 mm do eixo do duto.

3.5.2 CÉLULA DE FLEXÃO HORIZONTAL

Para a medição da força horizontal, um estreitamento de seção foi projetado visando aumentar a sensibilidade da haste ao momento fletor. Assim sendo, quatro extensômetros foram colados com o objetivo de medir as forças horizontais, diretamente relacionadas com os momentos fletores. A instrumentação foi posicionada imediatamente acima da célula de carga, procurando assim evitar que a flexão da barra influenciasse a medida da força vertical.

A disposição dos extensômetros foi adotada com a utilização de quatro unidades segundo o esquema apresentado a Figura 3.43, permitindo dessa forma uma auto compensação de variações de temperatura e de esforços trativos, que poderiam interferir na precisão das medidas. Os extensômetros utilizados são quatro CEA-13-125UN-350 da Vishay Micro Measurements.

Para dimensionar o estreitamento da seção da haste foi adotada uma força máxima atuante no duto $P = 15$ N. Assim sendo, a deformação ε no local do estreitamento é dada pela Equação 3.39, onde E é o módulo de elasticidade do material, L é o braço de alavanca, B é a largura do estreitamento e t sua espessura (Figura 3.44).

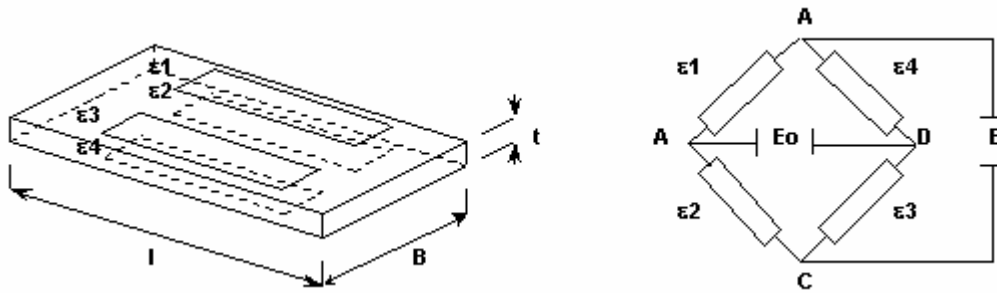


Figura 3.43 – Esquema de montagem dos extensômetros.

$$\varepsilon = \frac{6 \cdot P \cdot L}{E \cdot B \cdot t^2} \quad (3.39)$$

Adotando-se o módulo de elasticidade do alumínio como sendo $E = 6,75 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$, a largura da haste de $B = 0,012 \text{ m}$, a espessura $t = 0,002 \text{ m}$ e o braço de alavanca $L = 0,120 \text{ m}$, chega-se a uma deformação máxima $\varepsilon = 0,3 \%$, compatível com o nível máximo de deformação de regime elástico para o alumínio. Quanto à deformação máxima para o extensômetro em si, o valor recomendado pelo fabricante é de 2%, ou seja, bem superior ao limite imposto pelo material.

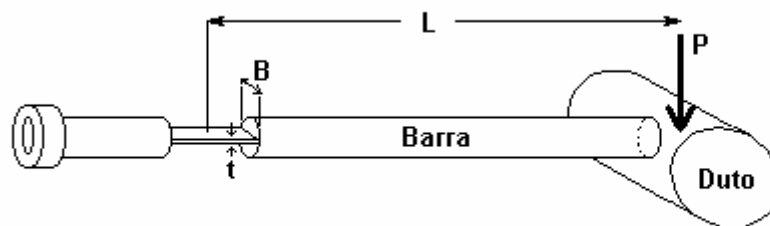


Figura 3.44 – Variáveis envolvidas no dimensionamento do estreitamento da haste.

A Figura 3.45 apresenta uma vista explodida da haste instrumentada, com o modelo do duto preso na extremidade, e três diferentes conjuntos de prolongadores. Esses prolongadores são na realidade as extremidades do duto que foram concebidas em três diferentes comprimentos para avaliar a influência desse parâmetro nos resultados. Com o conjunto menor o duto totaliza um comprimento de 75,0 mm. Da mesma forma, os comprimentos totais com os prolongadores de tamanhos intermediário e grande são 112,5 mm e 150,0 mm.

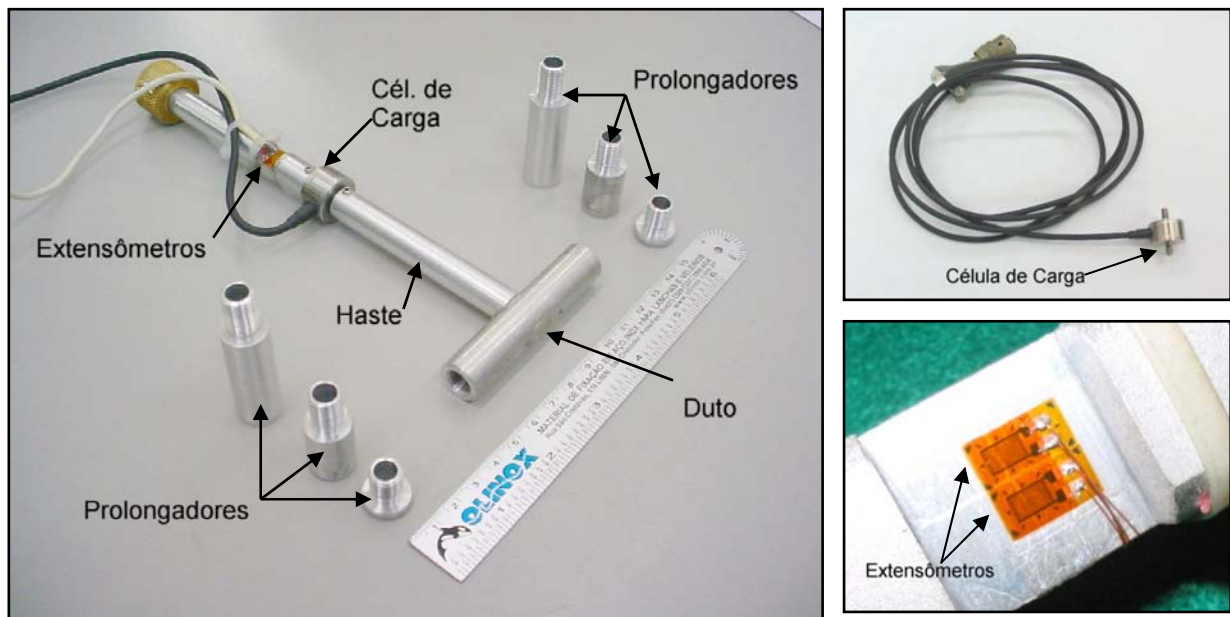


Figura 3.45 – Haste com duto, prolongadores, célula de carga e extensômetros utilizados.

A célula de carga vertical e a célula de flexão (extensômetros) foram calibradas com sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento, obtendo-se coeficiente de ajuste linear de 1,0000 em ambos os casos, com estereose praticamente nula. Os gráficos de calibração se encontram no Anexo I.

3.5.3 TRANSDUTORES DE PORO-PRESSÃO (PPT)

Foram utilizados transdutores de poro-pressão (PPT) miniaturizados do tipo DRUCK PDCR-81 com pedra porosa aderida ao corpo do aparelho. Esses transdutores foram escolhidos por apresentarem grande precisão e confiabilidade e por serem compatíveis com uma alimentação de 5V DC.

Para a fixação do transdutor de poro-pressão na camada de solo, foi desenhada uma torre delgada de alumínio que funciona como suporte, mantendo o instrumento em posição fixa em relação ao fundo da caixa de amostras (Figura 3.46).

Sendo assim, a curva resultante da medição de dissipação de poro-pressões não será exatamente uma curva de Terzaghi, tendo em vista que toda a camada recalca enquanto o transdutor é mantido fixo, conforme já discutido no item 3.4.7.

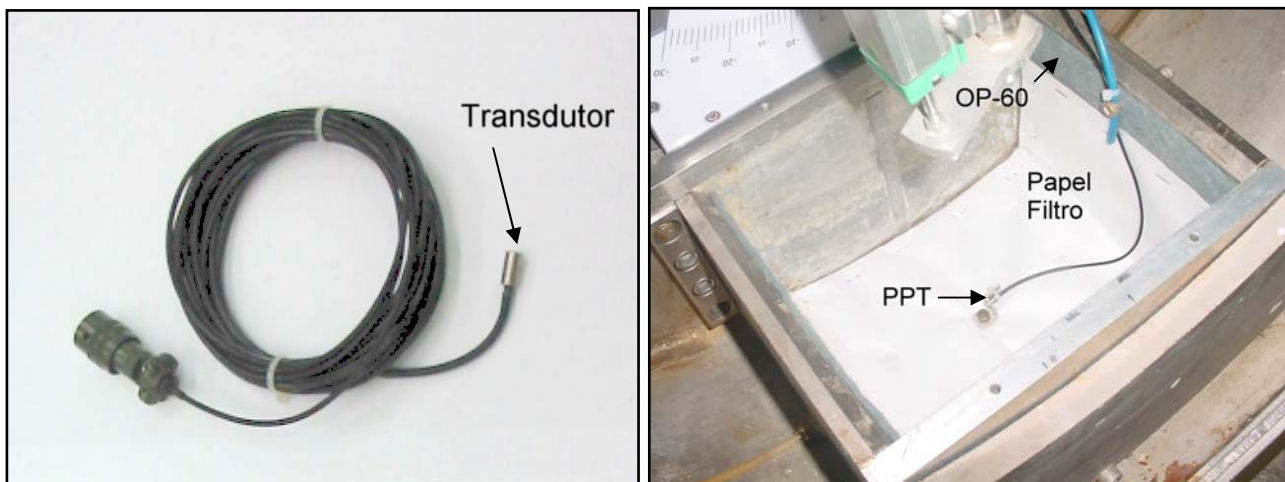


Figura 3.46 – Transdutor de poro-pressão Druck PDCR-81 utilizado nos ensaios.

Para saturação da pedra porosa foi estabelecido um critério de submersão por um tempo mínimo de 48 horas, bem como especial cuidado para que o transdutor não permaneça muito tempo fora d'água durante os procedimentos de montagem (menos de 30 minutos).

Para calibração do transdutor foi necessária a confecção de uma câmara especial de acrílico, bem como a montagem de uma árvore de calibração. Esta última composta por um filtro de linha com manômetro e regulador de capacidade de 7 bar, um filtro coalescente e um regulador de precisão com capacidade de 1 bar.

Para o procedimento ser o mais preciso possível, tornou-se necessário que o transdutor fosse calibrado para a situação de uso, i.e., acoplado na centrífuga no mesmo canal a ser usado no ensaio. Para fazer a leitura da pressão de ar atuante na câmara de acrílico, foi acoplado um pressostato digital *NORGREN HERION 33D*, com capacidade de 100 kPa (1 bar) e precisão de 0,5 kPa.

Uma vez que a pedra porosa do transdutor de poro-pressão está aderida ao corpo do aparelho, o procedimento teve que ser efetuado submerso. Dessa forma, o ar comprimido injetado dentro da câmara pressiona a camada de água que, sendo considerada incompressível, transmite integralmente a pressão aplicada à membrana instrumentada do transdutor. A Figura 3.47 mostra a árvore de calibração bem como a câmara de acrílico utilizada no procedimento descrito acima.

As curvas de calibração dos transdutores de poro-pressão utilizados nos ensaios estão no Anexo I, tendo todas apresentado excelente repetibilidade (coeficiente de ajuste linear de 1,0000) e estereose desprezível.

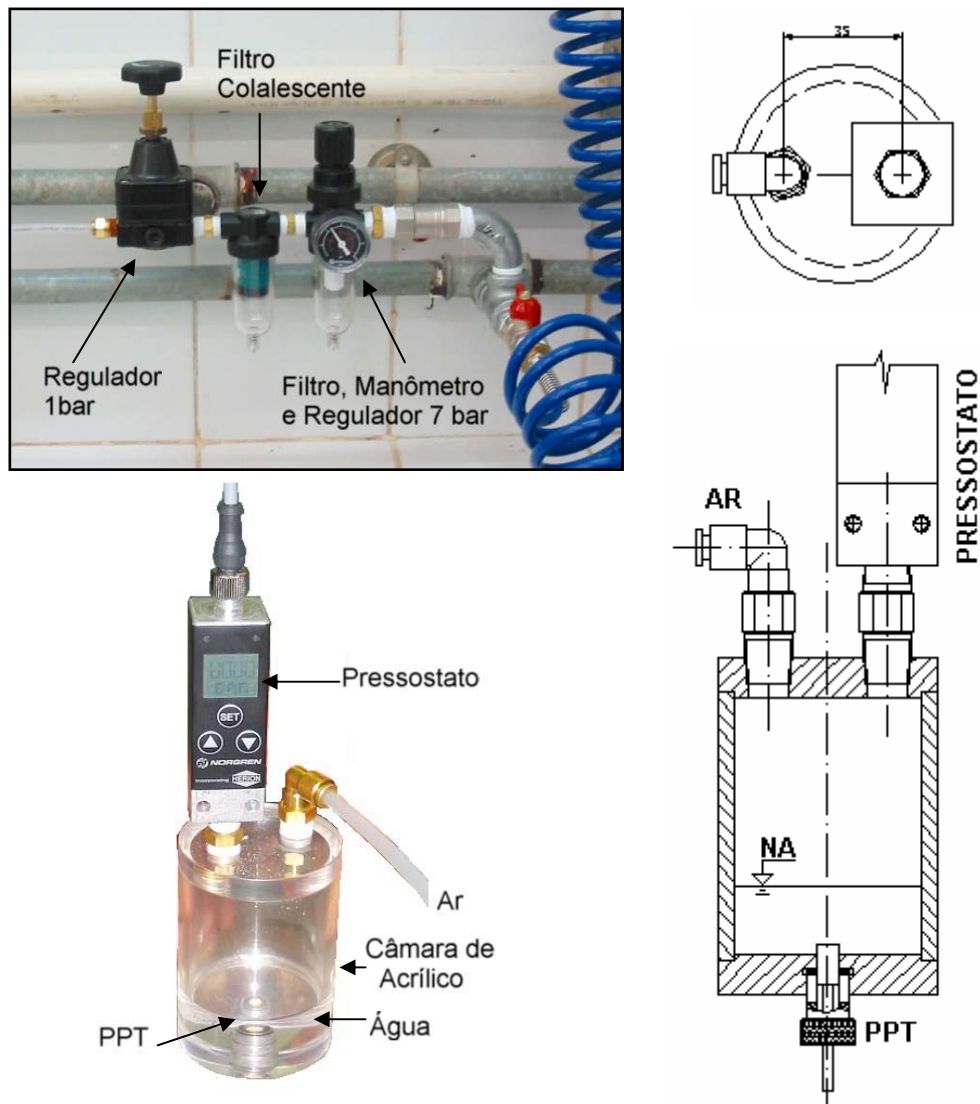


Figura 3.47 – Arvore de calibração e câmara de acrílico para transdutor de poro-pressão.

3.5.4 TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO (LVDT)

Para monitorar a posição do atuador radial, e ter uma medida precisa da localização do duto em relação ao fundo do canal de amostras durante o ensaio, foi acoplado na lateral do eixo do atuador um transdutor de deslocamento retilíneo GEFRAN LTF100S com curso elétrico útil de 100 mm e repetibilidade de 0,01 mm. A Figura 3.19a mostra a LVDT acoplada ao atuador radial.

3.6 DETERMINAÇÃO DO PERFIL DE UMIDADE

A determinação do perfil de umidade das camadas de argila ensaiadas na centrífuga tem fundamental importância no estudo da resistência do solo produzido após a centrifugação. Para tanto, utilizou-se inicialmente um processo rudimentar que consistiu em cavar um ou dois grandes poços na camada de argila, retirando paulatinamente pequenas porções de solo para determinação da umidade. A Figura 3.48 mostra o procedimento comentado, onde cada parte retirada tinha sua posição relativa anotada para posterior construção do perfil. Muito embora se procurasse manter um alto nível de atenção e cuidado durante todo o tempo, as imprecisões inerentes ao processo não permitiam a obtenção de amostras de boa qualidade.

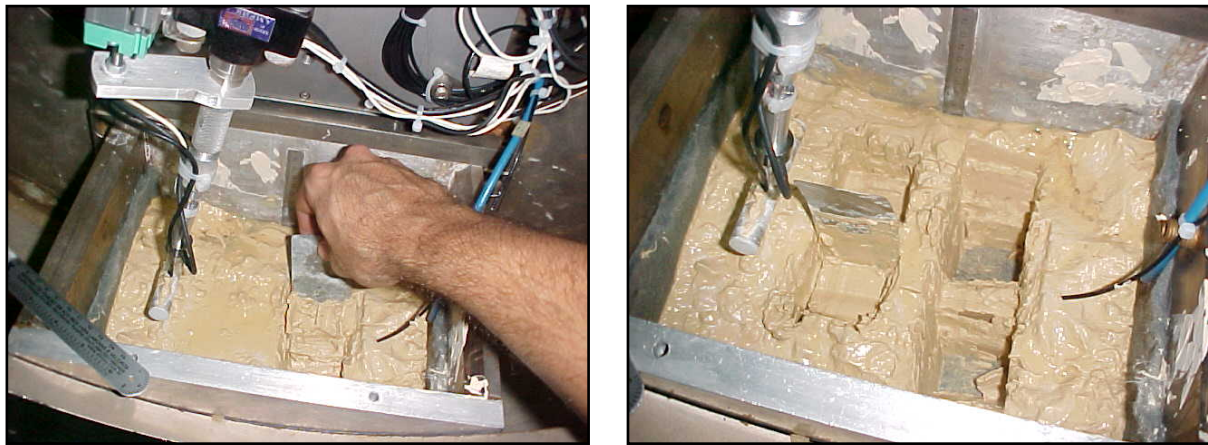


Figura 3.48 – Método inicial de retirada de amostras para determinação de umidade.

Dessa forma procurou-se estabelecer uma outra técnica, aplicável ao reduzido espaço da centrífuga, inspirado nos extratores de amostras indeformada tipo Shelby para solos moles. Um pedaço de 15 cm de tubo de PVC com 5 cm de diâmetro teve sua borda inferior chanfrada segundo um ângulo de 45° . Esse chanfro permite que o solo seja cortado à medida que a peça avança, e que o montante de solo, correspondente à espessura da parede do amostrador, seja empurrado para o exterior, deixando a amostra em condições ideais para a retirada de umidade.

Um pistão, com as dimensões externas iguais às dimensões internas do duto, foi feito com a dupla função de criar a sucção necessária para a extração da amostra, bem como empurrar o solo para fora do cilindro. A Figura 3.49 mostra o dispositivo em aplicação em uma camada de argila artificial recém adensada.



Figura 3.49 – Mini-amostrador para extração de solo em centrífuga.

Depois da introdução do tubo até o fundo da caixa e do posicionamento do pistão, o testemunho é retirado integralmente. Após a extração, a amostra é fatiada a intervalos de 5 mm, permitindo uma definição bem mais precisa do perfil de umidade, principalmente em se tratando de uma amostra adensada em centrífuga, cujas variações de parâmetros com a profundidade podem ser bastante significativas. A Figura 3.50 apresenta a extrusão da amostra para fora do tubo e o seu consecutivo fatiamento.



Figura 3.50 – Extrusão e fatiamento de amostra de solo natural adensado em centrífuga.

Cada fatia foi levada ao forno de 110^oC por 24 h ou até constância de peso para determinação da umidade. Os perfis serão apresentados mais à frente.

3.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inicialmente, procurou-se apresentar a centrífuga de tambor da COPPE / UFRJ da maneira mais direta possível. Por ser um equipamento bastante complexo, formado por um conjunto extenso de vários outros equipamentos menores de diversas origens e tipos, não existe um manual unificado de usuário, em linguagem acessível, mas sim um grande número de manuais independentes referentes a cada um dos sistemas instalados. Assim sendo, os dados reunidos nesta dissertação procuram resumir todos os aspectos considerados importantes para o entendimento e manuseio do equipamento.

Além desse aspecto, muitas decisões de projeto foram tomadas baseadas nas possibilidades e limitações da centrífuga, e precisam ficar claras para o perfeito entendimento da matéria. Algumas alterações também foram implementadas durante esta pesquisa, tendo ficado registradas de modo a permitir futuras modificações.

Para melhor entendimento, dividiu-se o equipamento em sete sistemas interdependentes que foram comentados individualmente. O canal de amostras foi apresentado em termos de dimensões e configurações: utilização como caixa ou como anel. Os sistemas de colocação e retirada de água foram comentados bem como uma câmera de vídeo que foi instalada especialmente para esse projeto.

Três programas também foram criados em *Mat Lab 6.5* especialmente para essa pesquisa, com o intuito de melhorar as interfaces de controle de atuação e aquisição de dados. Modificações como a digitalização do movimento do atuador angular e a modernização do computador externo também foram trabalhos desenvolvidos para esta dissertação. Um novo sistema de colocação de solo na caixa de amostras foi implementado permitindo a construção de camadas de argila a partir de misturas em consistência de lama.

A concepção geral do ensaio adota um modelo 1:30 de duto, preso a uma haste instrumentada, a ser arrastado lateralmente na camada de solo, tendo as forças verticais e horizontais medidas através de células de carga. Essa abordagem prefere restringir a livre movimentação do duto, permitindo a leitura das reações desenvolvidas no processo.

Um programa também foi especialmente desenvolvido para calcular os valores das tensões totais, efetivas e poro-pressões ao longo das diversas fases do ensaio. Aspectos importantes para o acompanhamento dos resultados como o perfil de umidade e a

resistência não-drenada também foram disponibilizados. Toda a teoria utilizada foi apresentada neste capítulo e os dados obtidos serão confrontados posteriormente no capítulo 5.

Foram também idealizadas e instaladas árvores de calibração de transdutores de poro-pressão e células de carga (vertical e horizontal). Um mini-tubo extrator de amostras, baseado no tipo Shelby, também foi confeccionado para determinação dos perfis de umidade das camadas.

CAPÍTULO 4

Aparato Experimental de Modelagem Física Convencional

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo trata da idealização, projeto e construção de um aparato de modelagem física bidimensional de interação solo-estrutura, doravante designado como 1G, em alusão ao fato de não ser submetido a qualquer campo inercial de aceleração – como nos ensaios centrífugos – com exceção do próprio campo gravitacional terrestre (1 Gravidade).

4.2 OBJETIVO E DESCRIÇÃO SUCINTA DO APARATO 1G

Os ensaios centrífugos permitem avaliar, de maneira eficiente, questões ligadas a resistência, a grau de adensamento e a efeitos de velocidade, dentre outras. No entanto, as condições especiais de aceleração e miniaturização dificultam a análise visual de mecanismos de ruptura e deformações.

As tentativas de visualização de formação de superfícies de ruptura em centrífuga empreendidas por OLIVEIRA (2002) em ensaios realizados na universidade de Cambridge (UK) durante o trabalho de doutoramento não obtiveram bons resultados. No caso, o autor utilizou uma caixa de amostras adaptada com um vidro espesso nas paredes laterais, permitindo assim um acesso direto à seção transversal do ensaio. Para permitir a filmagem em um espaço tão pequeno quanto o da caixa de amostras, um espelho a 45° foi utilizado, permitindo que a câmera de vídeo fosse posicionada fora da caixa de amostras, aumentando assim a distância focal e o campo de visão (Figura 4.1).

Observou-se que, logo no início da centrifugação, a lama de argila penetrava no pequeno espaço entre o vidro e o duto, ocultando totalmente o desenvolvimento do ensaio. Na realidade, por se tratar de material argiloso, e portanto muito fino, seria necessário um ajuste muito preciso do objeto a ser visualizado contra o vidro para garantir que a argila não penetrasse neste espaço.

Por outro lado, este ajuste com maior pressão certamente acarretaria o aumento do atrito entre o objeto e o vidro prejudicando assim a medição da resistência do solo, objetivo maior da experiência. Além disso, a componente gravitacional natural, transversal à componente inercial, cria uma resultante que não é perfeitamente ortogonal ao sistema dificultando os procedimentos de atuação radial e angular.

Essa situação levou ao desenvolvimento de um aparato especialmente para visualização, em estado plano de deformações (bidimensional), das superfícies de ruptura envolvidas nos processo de interação solo-duto que foi denominado de 1G. O projeto foi baseado em uma fatia de duto inserida entre dois vidros com uma superfície de visualização que garantisse uma distância mínima de 4 diâmetros entre o duto e as fronteiras laterais e inferior. Dentro desses parâmetros, o duto pode se deslocar lateralmente até 4 diâmetros e pode ficar enterrado segundo uma razão máxima $H/D=100\%$.

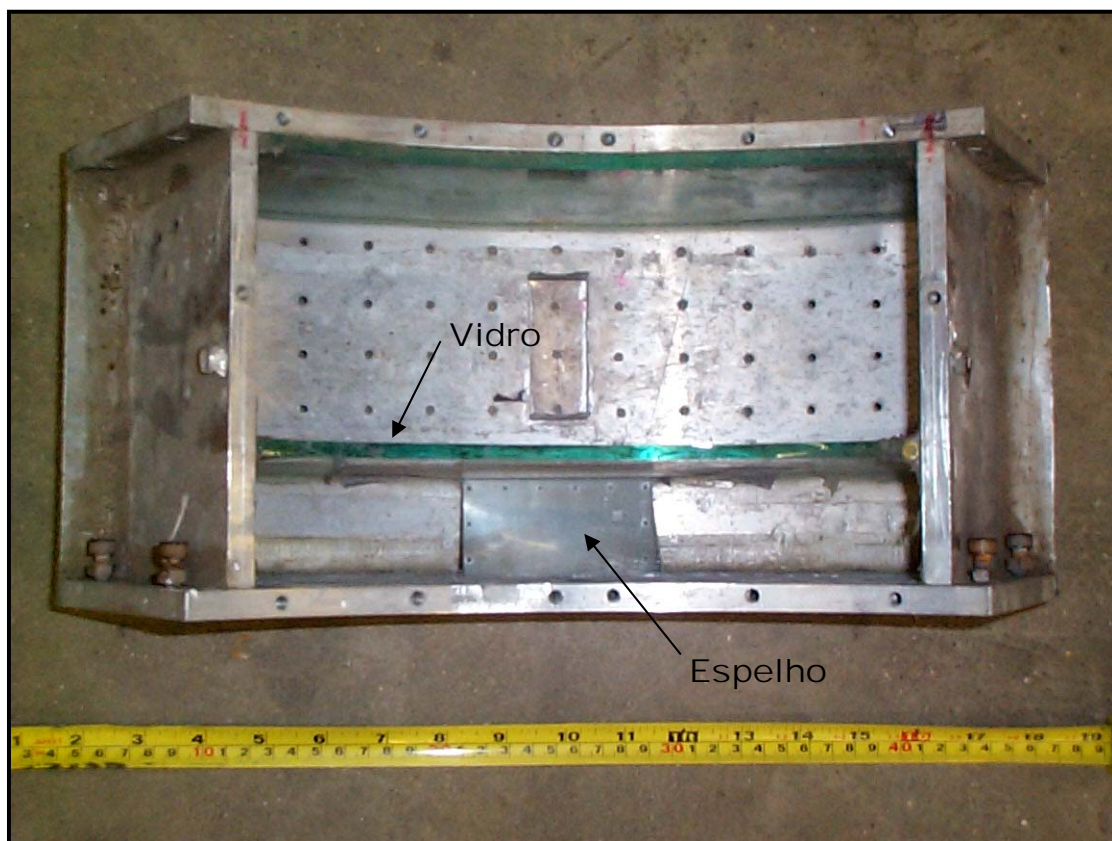


Figura 4.1 – Caixa adaptada com espelho e vidro para visualização de superfícies de ruptura (OLIVEIRA, 2002).

A Figura 4.2 e Figura 4.3 apresentam uma vista frontal e vista e cortes laterais do aparato, mostrando o duto enterrado em argila com uma lâmina d'água mínima para garantir a saturação. Um dreno no fundo permite que a argila e a água possam ser retiradas após o ensaio. A Figura 4.4 mostra o aparato 1G montado, incluindo o modelo de duto, a haste de suporte instrumentada, o sistema de movimentação e a câmera digital.

4.3 MODELO DO DUTO

O modelo de duto foi confeccionado em latão na escala 1:6, i.e., com 50 mm de diâmetro, com espessura de 2 mm. O duto é então arrastado lateralmente contra o solo, mobilizando toda a resistência ao cisalhamento disponível até que haja a plastificação e se formem as superfícies de ruptura no substrato.

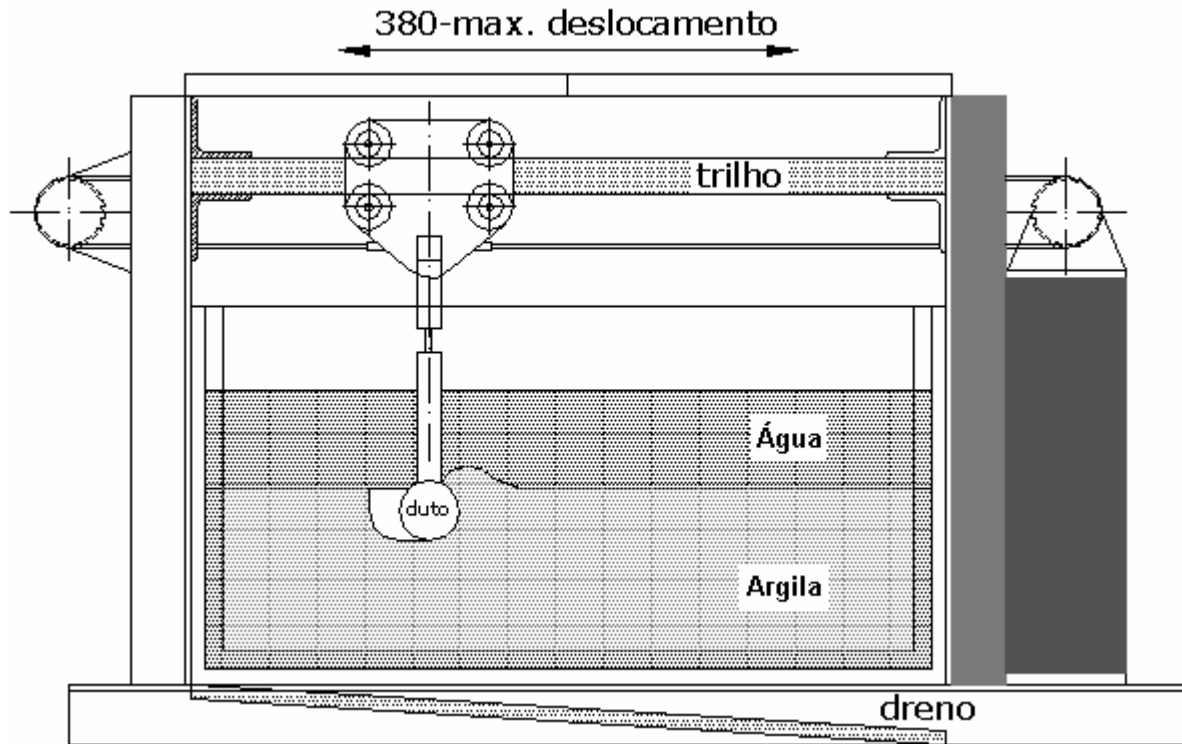


Figura 4.2 – Vista frontal do aparato 1G (medidas em mm).

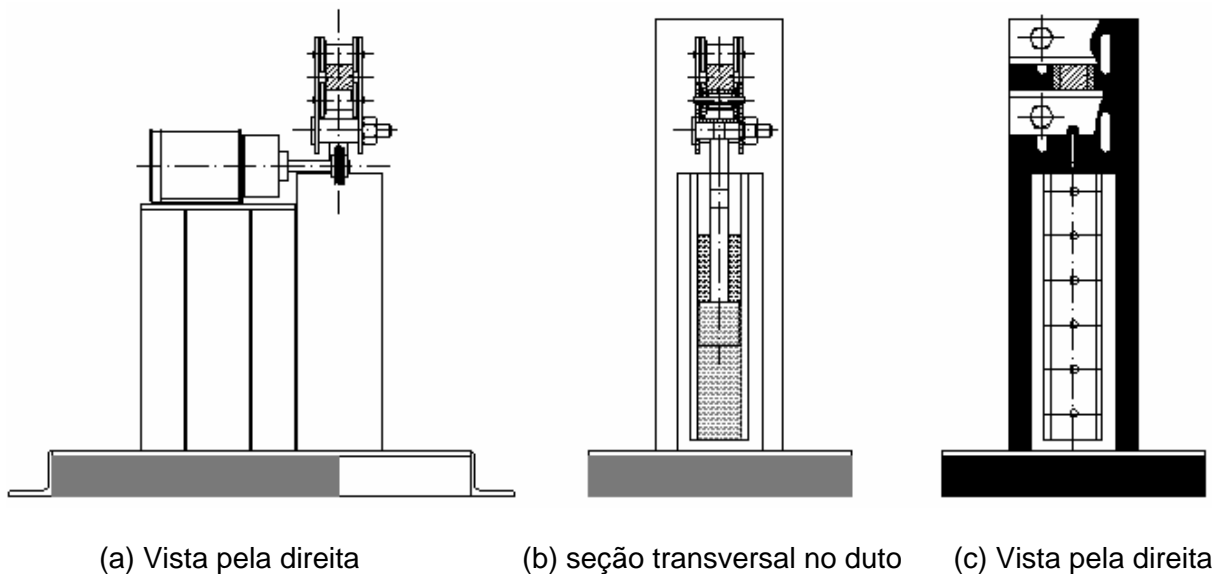


Figura 4.3 – Vistas laterais do aparato 1G.

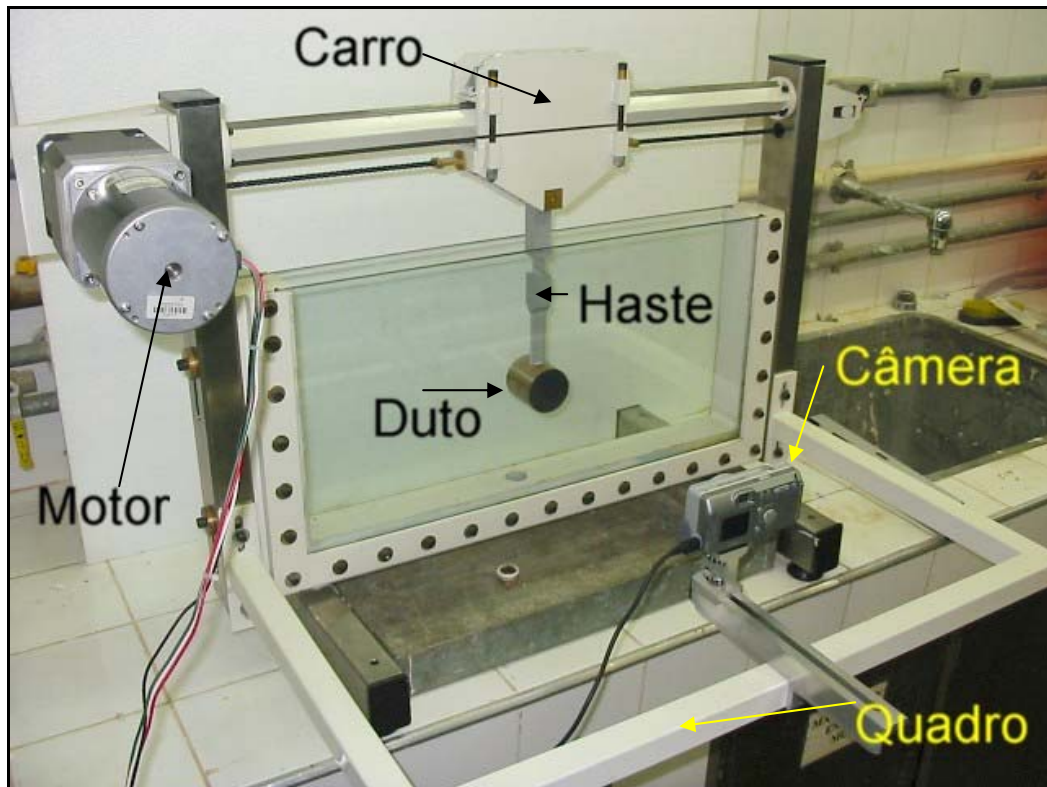


Figura 4.4 – Visão frontal do aparato 1G montado.

As condições básicas para a visualização do processo dependem de dois aspectos fundamentais de projeto: uma visão nítida do duto e uma translação suave e perfeitamente horizontal.

Para que a argila, quando da movimentação do duto, não entre no espaço compreendido entre o duto e o vidro, prejudicando a visualização do ensaio, foi necessário garantir que o quadro de suporte mantivesse os vidros planos e perfeitamente paralelos entre si, e que a superfície lateral do duto estivesse firmemente ajustada contra o vidro. No entanto, este procedimento provocaria grande atrito entre o duto e o vidro, prejudicando a pretendida leitura de forças, mesmo que subsidiária. O uso de lubrificantes também comprometeria a clareza da visualização, interferindo no comportamento do solo na região de observação, i.e., próximo à superfície do vidro.

A solução foi adotar pastilhas perfeitamente planas de teflon grafitado – um material sólido, inerte e seco que é autolubrificante. Para garantir um contato ajustável entre as pastilhas de teflon e o vidro, três molas foram inseridas dentro do duto, forçando-o levemente contra as paredes de vidro (Figura 4.5), permitindo um deslizar suave e garantindo uma visão clara de todo o processo. Certamente que esse procedimento não eliminou totalmente o atrito,

mantendo ainda uma parcela considerável de interferência. No entanto, as condições ideais para leitura de forças são aquelas obtidas nos ensaios centrífugos e não no aparato 1G, sendo assim perfeitamente tolerável que haja algum nível de influência do atrito nos resultados, que, entretanto, pode ser avaliado. A Figura 4.6 apresenta uma visão lateral e frontal do carro de reboque sustentando a haste e o duto.

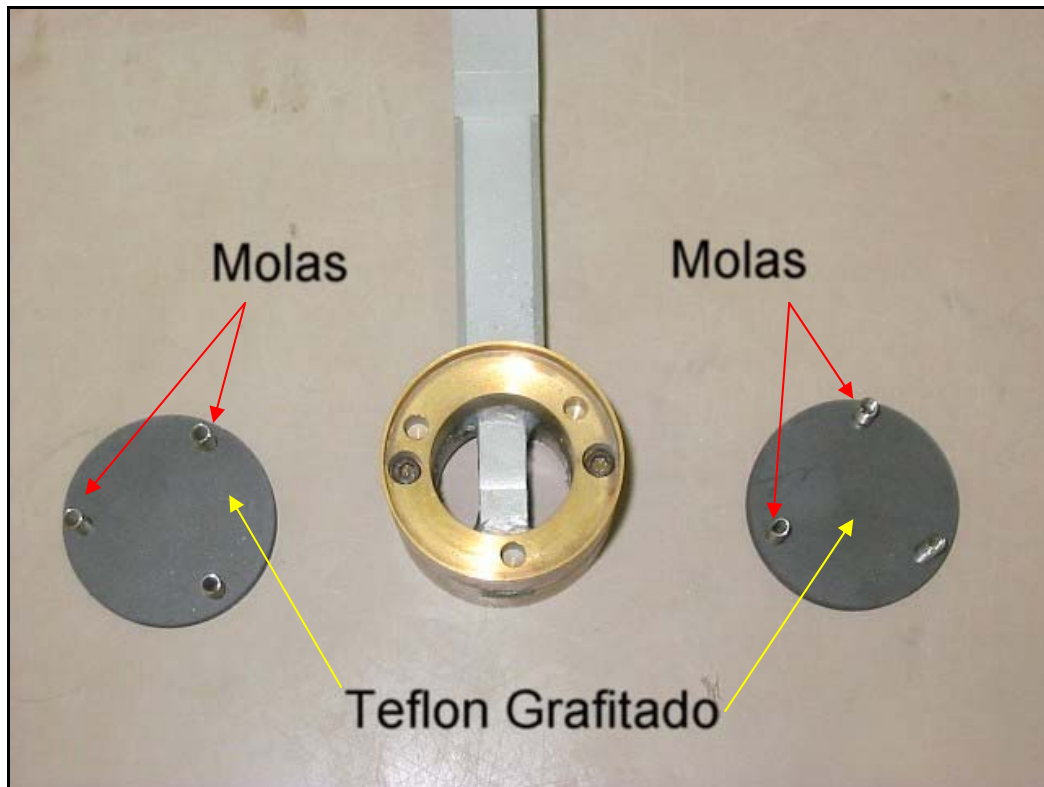


Figura 4.5 – Visão interna do duto com as placas de teflon grafitado e as molas de ajuste.

4.4 SISTEMA DE MOVIMENTAÇÃO DO DUTO

A outra condicionante básica de projeto mencionada refere-se à movimentação do duto, que deve ser perfeitamente horizontal. A idéia de impor o movimento segundo uma direção conhecida e medir as forças resultantes do processo já foi mencionada no Capítulo 2, e objetiva um controle melhor das variáveis do fenômeno, permitindo uma decomposição das forças envolvidas. Para tanto, um grande esforço foi despendido no desenvolvimento de um carro de reboque (Figura 4.4 e Figura 4.6) com quatro polias. Esses quatro apoios permitem maior estabilidade quando o sistema motriz puxa o conjunto, minimizando ao máximo quaisquer rotações, e mantendo o duto numa trajetória contínua, suave e praticamente horizontal.

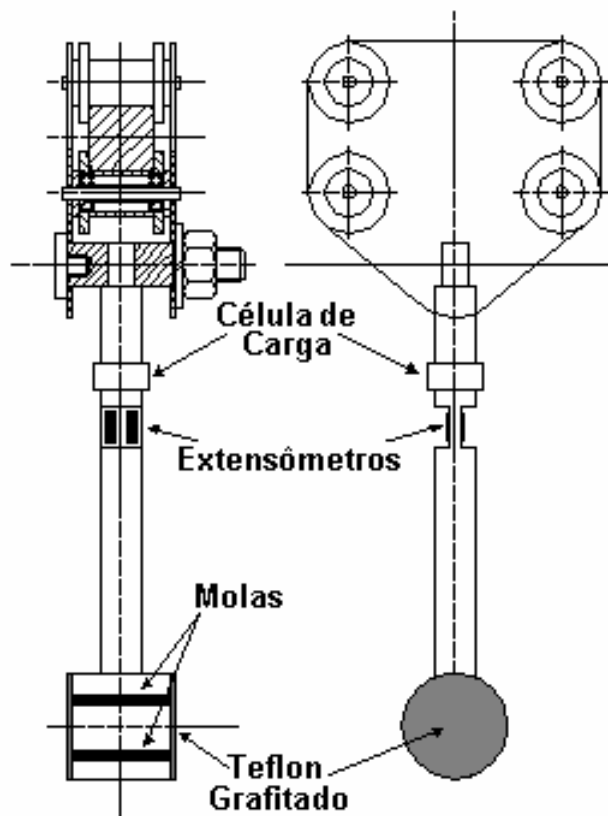


Figura 4.6 – Detalhe do duto, haste instrumentada e carro de reboque do aparato 1G.

Uma corrente de elos móveis encaixada em uma roda dentada permite que o conjunto do duto se movimente tanto para a esquerda quanto para a direita. A eliminação da folga introduzida pelo sistema é feita através de um esticador que mantém a corrente em posição. Essa montagem viabiliza a realização de ensaios cíclicos programáveis.

A qualidade do movimento é garantida pelo sistema de motor de passo acoplado a uma engrenagem de pequena folga (Figura 4.7), sendo o mesmo sistema proposto para atualização do atuador angular – item 3.2.5. O controle do motor de passo é feito através do mesmo controlador utilizado para o atuador radial da centrífuga (item 3.2.6). O programa de controle também é o mesmo [Painel de Controle], devendo apenas ser feita a opção de <Motor 1G> quando da utilização (vide Figura 3.18). As constantes de calibração de movimento, i.e. deslocamento e velocidade, são automaticamente incorporadas quando da seleção do motor. Também é necessário trocar o conector que liga o controlador à centrífuga pelo conector que liga o controlador ao aparato 1G, sendo essa substituição imediata.

4.5 HASTE INSTRUMENTADA

A função da haste instrumentada é manter o duto em posição e alojar os transdutores de força, interferindo o mínimo possível com o processo de ruptura. Foi adotado o alumínio como material componente da haste por minimizar os efeitos da corrosão e ser leve. Uma célula de carga axial de 50 N foi aparafusada no corpo da haste, longe da parte em contato com a água e o solo, com o objetivo de medir os esforços verticais (Figura 4.6). A Figura 4.8 mostra com detalhes os transdutores de força inseridos na haste.

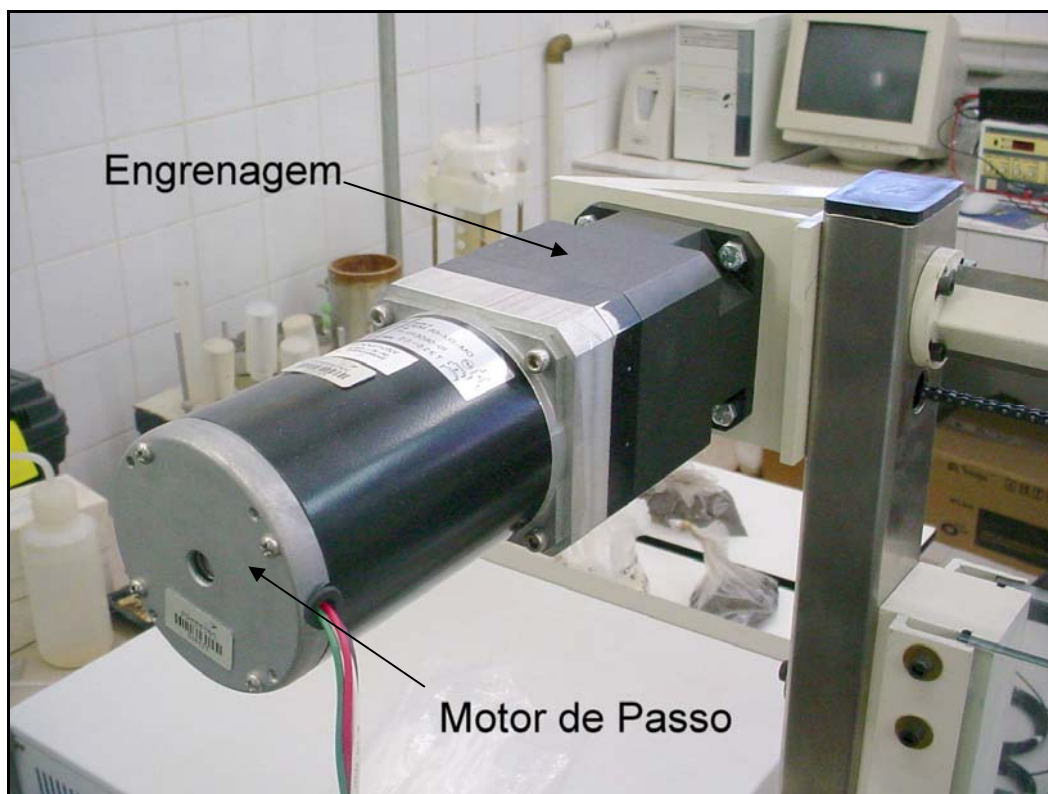


Figura 4.7 – Sistema de movimentação do duto.

Um estreitamento de seção também foi projetado para aumentar a sensibilidade ao momento fletor, tendo sido adotado um local específico da barra (Figura 4.6 e Figura 4.8). Nesse local foram colados extensômetros com o objetivo de medir as forças horizontais, diretamente relacionadas com os momentos fletores.

A disposição dos extensômetros consistiu de quatro unidades coladas segundo o esquema apresentado a Figura 4.9, permitindo dessa forma uma auto compensação de variações de

temperatura e de esforços trativos, que poderiam interferir na precisão das medidas. Os extensômetros utilizados são quatro CEA-13-125UN-350 da *Vishay Micro Measurements*.

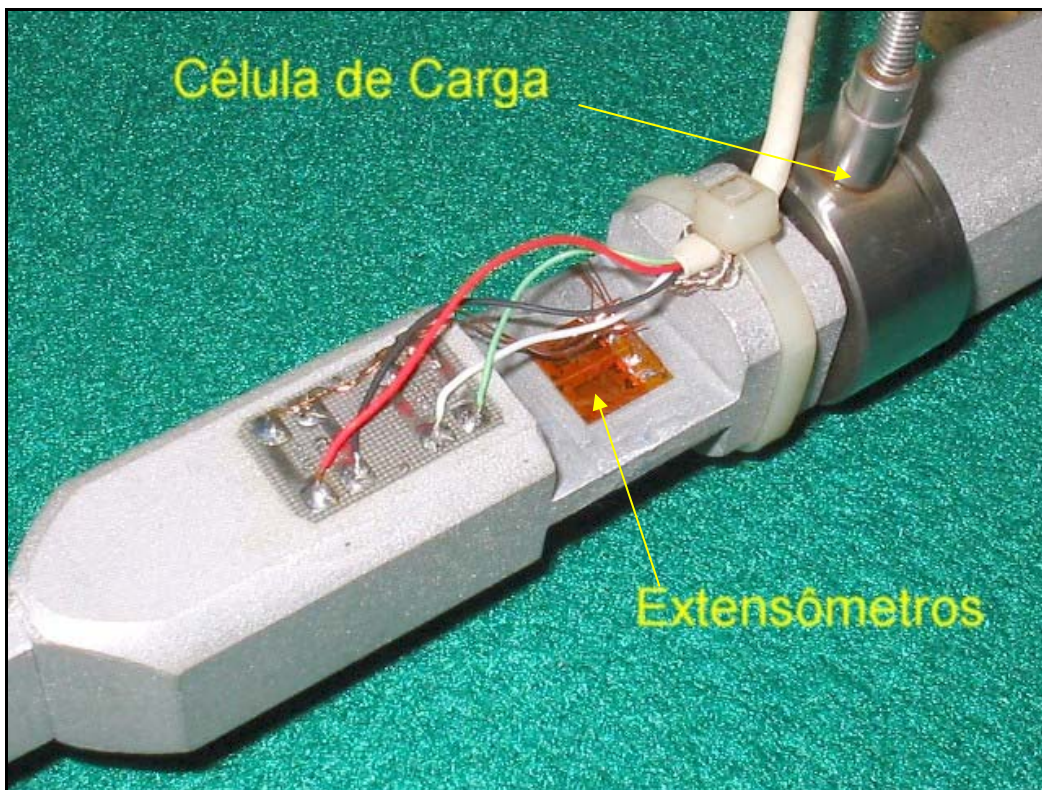


Figura 4.8 – Detalhe da instrumentação da haste de suporte do duto.

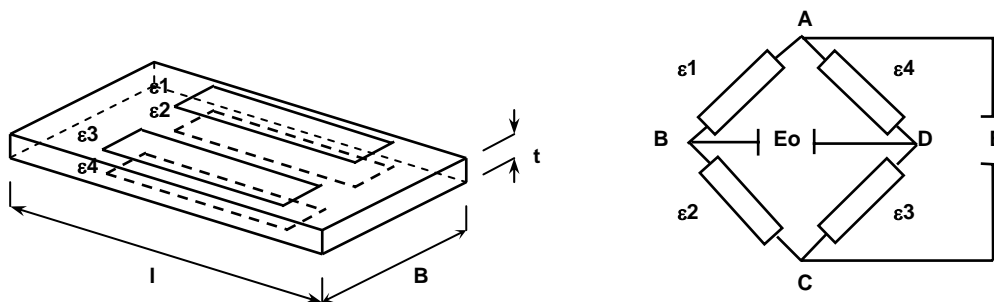


Figura 4.9 – Esquema de montagem dos extensômetros.

Para dimensionar o estreitamento da seção da haste foi adotada uma força máxima atuante no duto $P = 30 \text{ N}$. Assim sendo, a deformação ε no local do estreitamento é dada pela Equação 4.1, onde E é o módulo de elasticidade do material, L é o braço de alavanca, B é a largura do estreitamento e t sua espessura (Figura 4.10).

$$\varepsilon = \frac{6 \cdot P \cdot L}{E \cdot B \cdot t^2} \quad (4.1)$$

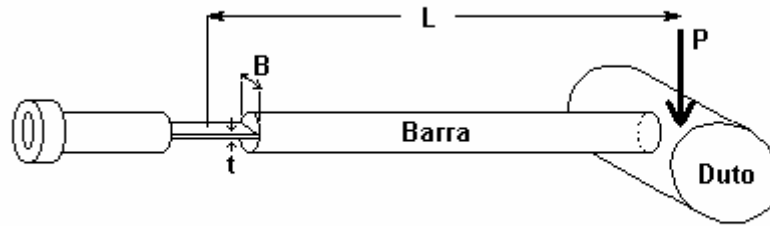


Figura 4.10 – Variáveis envolvidas no dimensionamento do estreitamento da haste.

Adotando-se o módulo de elasticidade do alumínio como sendo $E = 6,75 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$, a largura da haste de $B = 0,02 \text{ m}$, a espessura $t = 0,004 \text{ m}$ e o braço de alavanca $L = 0,138 \text{ m}$, chega-se a uma deformação máxima $\varepsilon = 0,1 \%$, compatível com o nível máximo de deformação de regime elástico para o alumínio. Quanto à deformação para o extensômetro em si, o valor máximo recomendado pelo fabricante é de 2%, ou seja, bem superior à deformação máxima adotada.

O pequeno comprimento do duto, em relação à espessura da haste de apoio, torna importante a interação desse suporte com o solo, quando se trata de profundidades de enterramento superiores ao próprio diâmetro da peça. Objetivando minimizar a interferência entre a haste e o solo, tomou-se partido do apoio lateral promovido pelas placas de vidro, para reduzir a seção da haste no sentido transversal na porção mais próxima ao duto, deixando a dimensão longitudinal inalterada (Figura 4.11). Dessa forma, apesar dos momentos gerados no arraste, não há instabilidade geométrica da haste em função da elevada rigidez longitudinal e dos apoios laterais nos vidros.

4.6 CÂMERA DIGITAL

A câmera utilizada para a digitalização das imagens é uma *CANON PowerShot A300*, com 3.2 megapixels de definição máxima e capacidade de captura remota de imagens via programa. Esse implemento permite que a câmera esteja diretamente ligada a um computador, via conexão USB 2.0, enquanto procede a captura das imagens, enviando a foto para o computador ao invés de armazená-la. Dessa forma, não há preocupações com

capacidade de armazenagem da câmera que via de regra é reduzida, especialmente levando-se em consideração que em um ensaio típico, com cerca de 1 hora de duração, são utilizados 300 Mb de memória. Uma outra vantagem é a programação da seção de imagens que pode ser feita diretamente pelo computador, determinando o número exato de quadros a serem tirados e o intervalo de tempo rigorosamente igual entre eles. O programa utilizado foi o *Remote Capture 2.7* da *Cannon Utilities* fornecido juntamente com o equipamento fotográfico.



Figura 4.11 – Redução da seção da haste para minimizar interferência com o solo.

Um quadro ajustável preso ao corpo do aparato 1G (Figura 4.4) faz o posicionamento da câmera, possibilitando a movimentação vertical, bem como um ajuste de proximidade do alvo. Após o posicionamento, parafusos fixam os trilhos não permitindo mais que haja qualquer movimentação. Isso garante que todas as fotos sejam tiradas a partir de um mesmo ângulo e de uma mesma posição.

4.7 DISTORÇÕES DE IMAGEM

A distorção de imagem causada pela curvatura da lente de uma câmera fotográfica é perfeitamente negligenciável para a maior parte das aplicações. No entanto, para fins científicos, essa distorção precisa ser avaliada e quantificada, de maneira a definir a necessidade ou não de algum procedimento de contraposição.

A primeira consideração a fazer diz respeito às variáveis que influenciam na distorção da imagem. As distâncias x , y e z da câmera em relação ao alvo, bem como os ângulos θ_x , θ_y e θ_z , influenciam diretamente nas distorções (Figura 4.12), por isso a utilização do quadro de

fixação da câmera descrito no item anterior. A magnificação ótica também aumenta as distorções, não tendo sido utilizada nessa pesquisa.

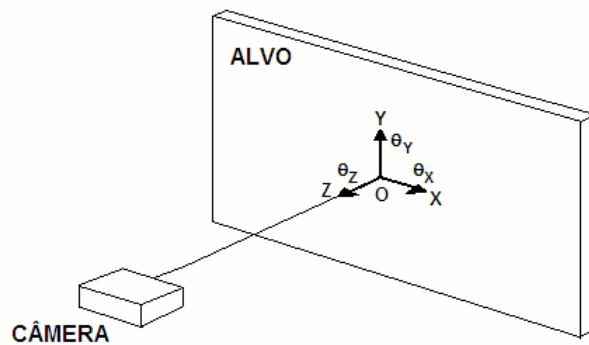


Figura 4.12 – Sistema de coordenadas de posicionamento da câmera.

Para quantificação das distorções geradas pela lente da câmera, foi idealizado um procedimento de calibração que consiste basicamente em tirar a foto de um padrão de dimensões conhecidas e analisar as variações inseridas pelo processo de captura da imagem.

Sendo assim, com o auxílio do programa AUTOCAD gerou-se uma malha padrão de 40 mm de lado com dimensões totais de 320 x 240 mm. Esse padrão foi posicionado diretamente sobre o vidro do aparato 1G, com seu centro em perfeito alinhamento com a lente da câmera.

A foto digital foi novamente inserida no programa AUTOCAD onde foi utilizada a função de identificação de coordenadas para determinar com o máximo de precisão o novo posicionamento dos pontos. O processo de importação de imagens insere a foto na área de trabalho sem uma referência real de tamanho. Para tanto, é necessária a correção de escala que foi efetuada homoteticamente tomando-se por base o quadrado mais próximo do centro de alinhamento da figura com a lente, isto é, o quadrado de vértices [40,40]; [40,-40]; [-40,-40] e [-40,40] na malha da Figura 4.13.

Esse quadrado tem a menor distorção da figura, uma vez que teoricamente não há qualquer variação de dimensões no ponto central. Certamente que apenas a entidade geométrica ponto não tem distorções, o mesmo não acontecendo com um quadrado, por menor que seja. Entretanto, essas variações foram consideradas desprezíveis. A Figura 4.13 apresenta a malha padrão original (designada pela linha preta) e a malha distorcida após o processo

de captura da imagem (designada pela linha vermelha). Observa-se claramente que as malhas são praticamente coincidentes, aumentando a distorção à medida que as linhas se afastam do ponto de alinhamento central com a lente da câmera (0,0).

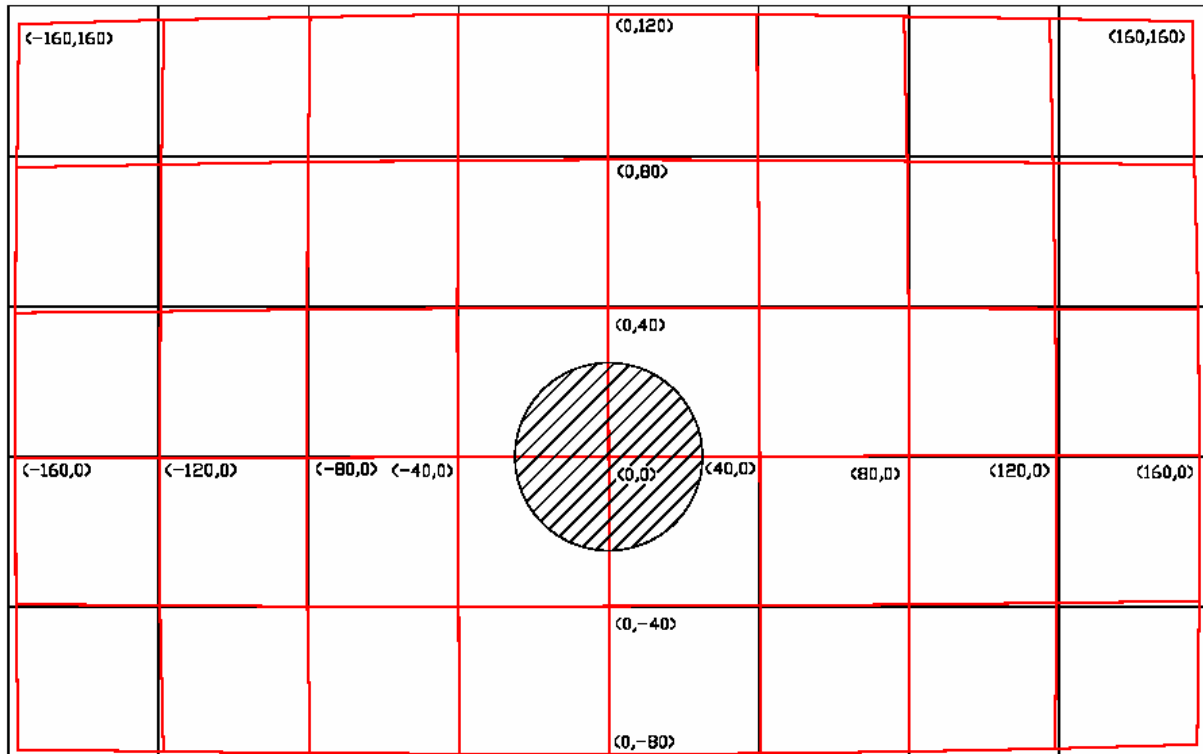


Figura 4.13 – Sobreposição das malhas padrão e distorcida após a captura da imagem.

Para quantificar as distorções envolvidas no problema, bem como avaliar a necessidade ou não de empregar um procedimento matemático de correção, os pontos da malha foram agrupados segundo as duas direções, horizontal e vertical.

Inicialmente, é fácil observar que a lente insere curvaturas aproximadamente parabólicas às linhas originalmente retas da malha. Certamente que, tanto na direção horizontal quanto vertical, as propriedades das parábolas mudam conforme a distância ao centro da imagem. A Figura 4.14 e a Figura 4.15 mostram os pontos constituintes da malha distorcida, bem como as curvas de melhor ajuste em termos de polinômios do 2º grau, respectivamente nas direções horizontal e vertical.

Tomando como base a simetria das curvas em relação aos eixos coordenados, propiciada pela ortogonalidade da câmera com o alvo fotográfico, a família de parábolas foi assumida como tendo a seguinte forma:

$$u = c_x v^2 + d_x \quad (4.2)$$

$$v = a_y u^2 + b_y \quad (4.3)$$

Onde (u,v) é o par de coordenadas na imagem distorcida, (x,y) é o par de coordenadas na imagem original (não distorcida), c_x e d_x são funções de x , e a_y e b_y são funções de y .

Para cada uma das parábolas da Figura 4.14 e Figura 4.15 foram obtidos os valores das funções c_x , d_x , a_y e b_y . A Figura 4.16 mostra as curvas de melhor ajuste para cada uma dessas funções, podendo-se observar facilmente que apenas a função c_x não permite um ajuste linear direto, exigindo uma abordagem em termos de um polinômio do 3º grau. Dessa forma as funções foram definidas conforme as equações:

$$a_y = a_1 \cdot y \quad (4.4)$$

$$b_y = b_1 \cdot y \quad (4.5)$$

$$c_x = c_1 \cdot x^3 + c_2 \cdot x^2 + c_3 \cdot x + c_4 \quad (4.6)$$

$$d_x = d_1 \cdot x \quad (4.7)$$

Os valores das constantes foram obtidos como sendo: $a_1 = -8,6522 \times 10^{-7}$; $b_1 = 0,9860$; $c_1 = 1,9008 \times 10^{-11}$; $c_2 = -2,5102 \times 10^{-10}$; $c_3 = -1,1778 \times 10^{-6}$; $c_4 = -2,0253 \times 10^{-5}$; $d_1 = 0,9925$.

Substituindo as funções definidas de (4.4) a (4.7), em (4.2) e (4.3), e evidenciando em termos de x e y , obtemos as coordenadas da imagem original, a partir das coordenadas da imagem distorcida (u,v) .

$$(c_1 \cdot v^2) \cdot x^3 + (c_2 \cdot v^2) \cdot x^2 + (c_3 \cdot v^2 + d_1) \cdot x + (c_4 \cdot v^2 - u) = 0 \quad (4.8)$$

$$y = \frac{v}{a_1 \cdot u^2 + b_1} \quad (4.9)$$

Na região compreendida pelo intervalo em $X = [-120;120]$ e em $Y = [-80;80]$, o valor máximo obtido para as distorções é de cerca de 3% em relação ao diâmetro do duto (50 mm).

Mesmo assim, em 60% dessa área, os valores são inferiores a 1,5%, não compensando o grande número de cálculos necessários à correção das imagens. Assim sendo, optou-se por manter os processos observados nos ensaios dentro do intervalo descrito acima, uma vez que em partes mais afastadas da malha, como no ponto (160;120), as distorções podem chegar a quase 10%.

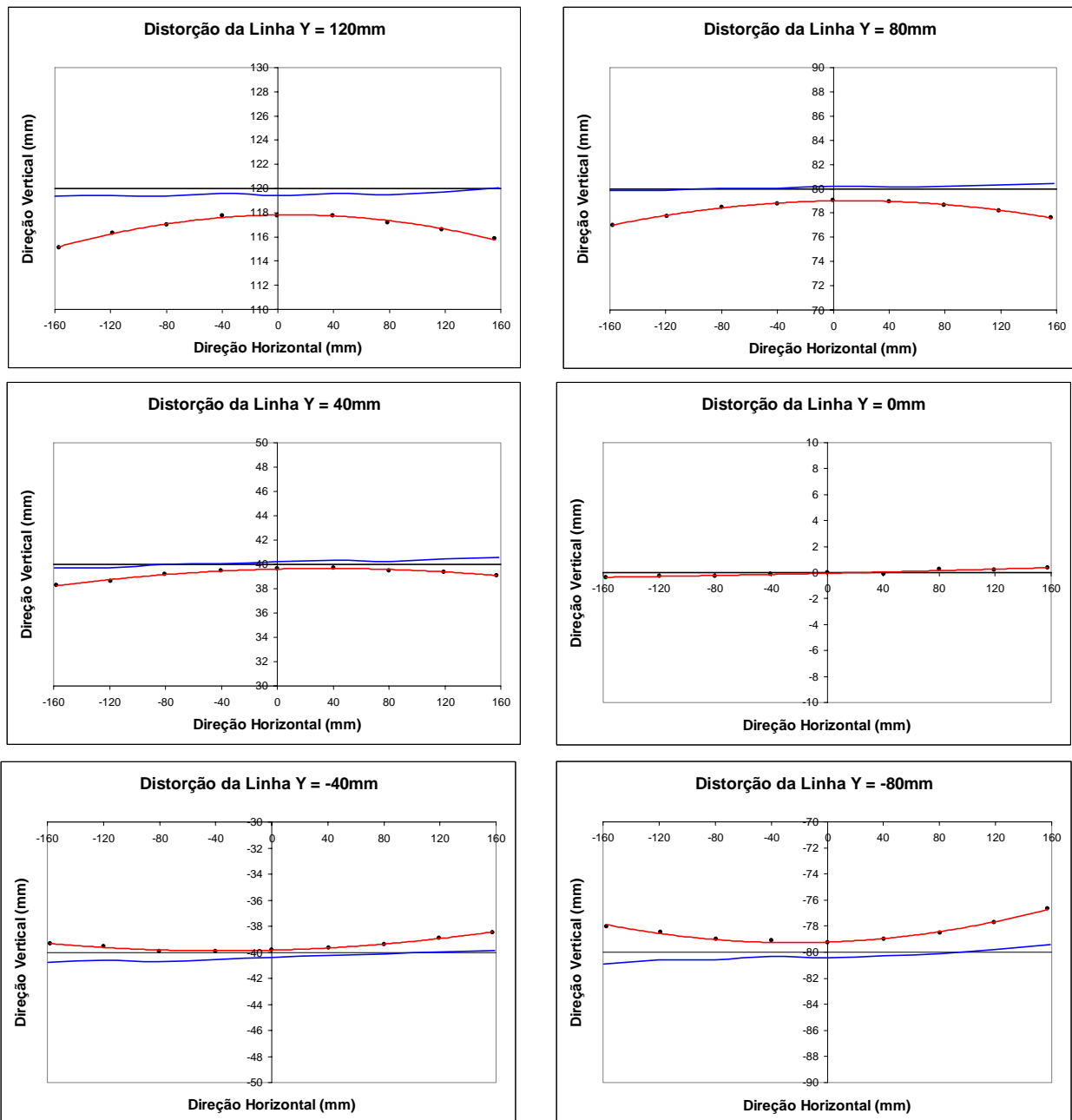


Figura 4.14 – Distorções nas linhas horizontais da malha (pontos) e as respectivas curvas de ajuste (vermelho) e de correção (azul).

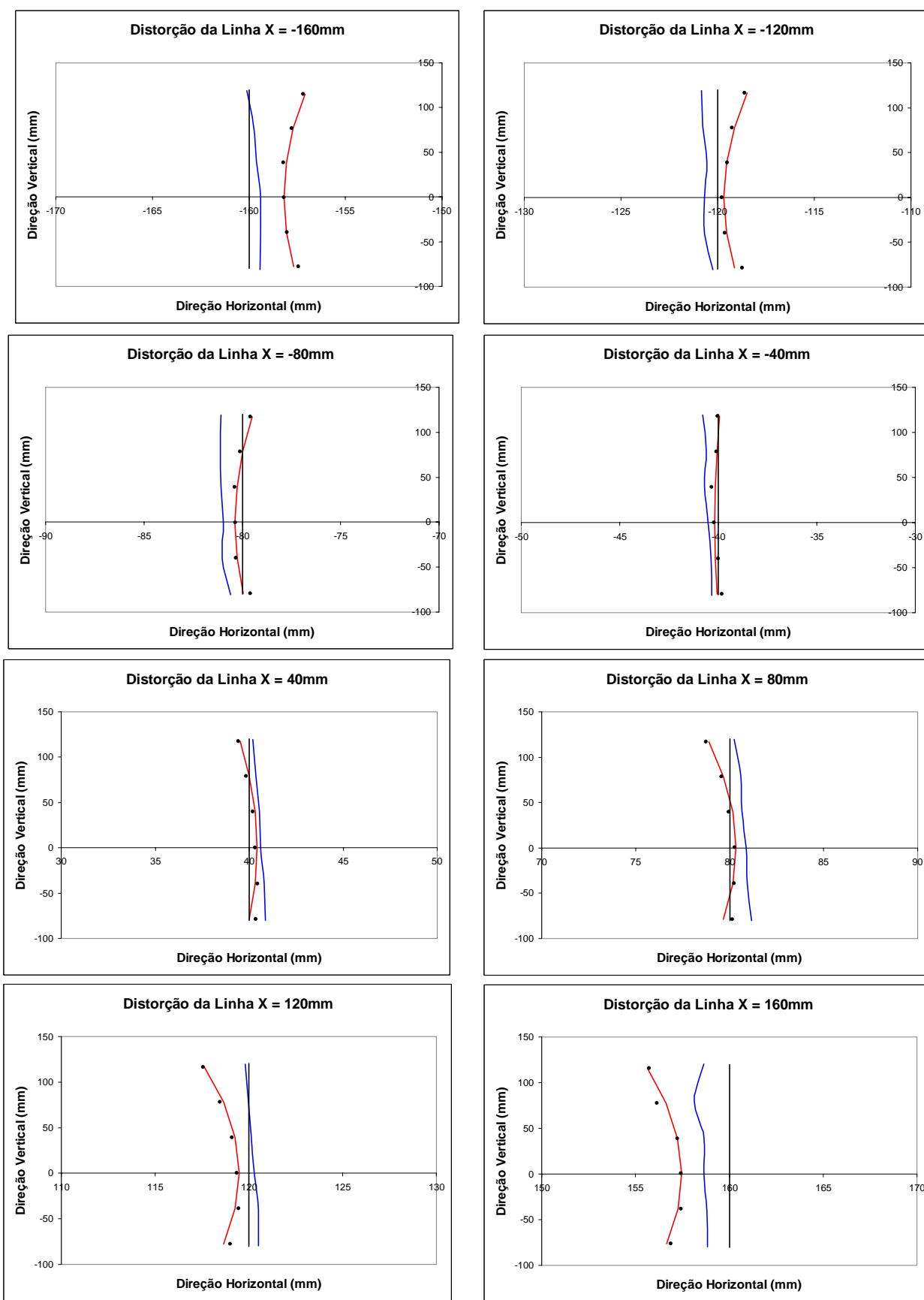


Figura 4.15 – Distorções nas linhas verticais da malha (pontos) e as respectivas curvas de ajuste (vermelho) e de correção (azul).

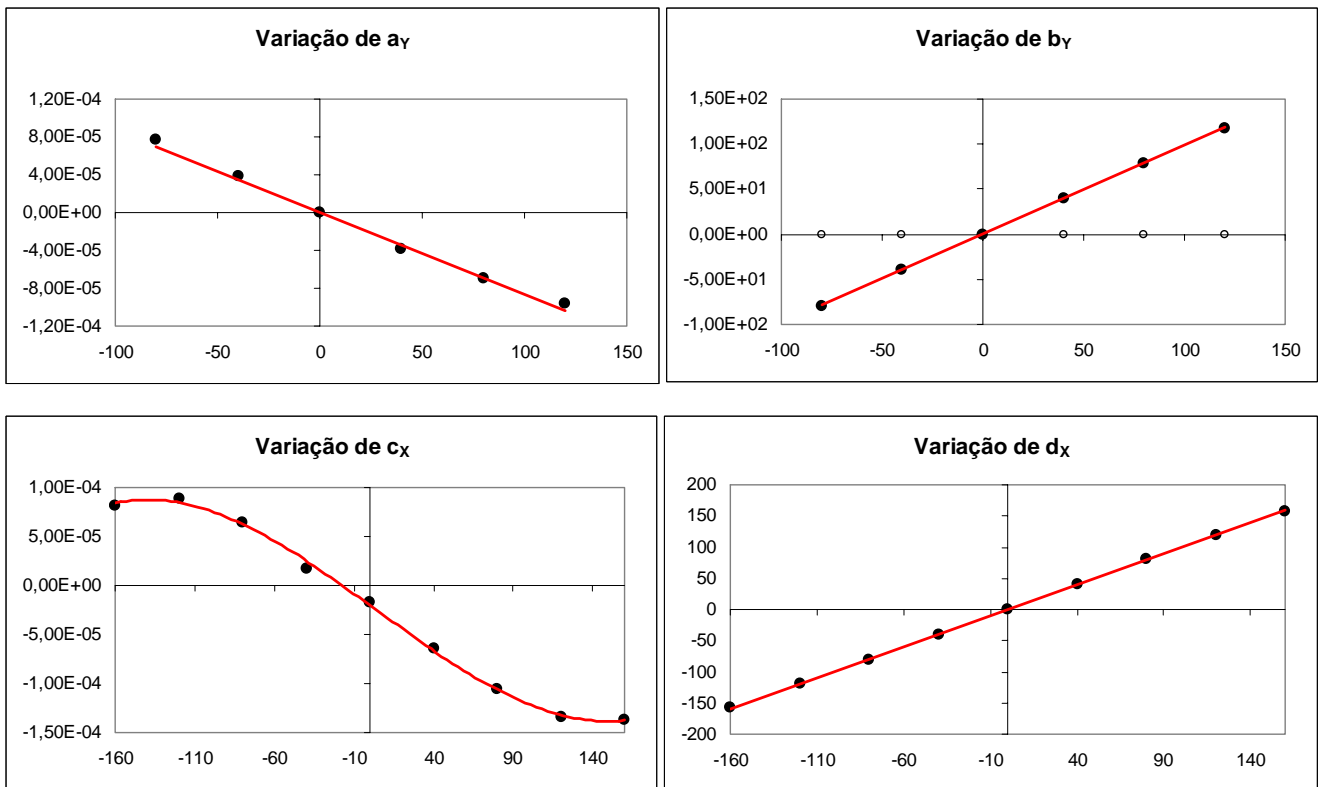


Figura 4.16 – Variação das funções a_γ , b_γ , c_x e d_x .

4.8 CONSIDERAÇÕES SOBRE TEXTURA RASTREÁVEL

Conforme abordado no Capítulo 2, a análise de Velocimetria de Partícula por Imagem (VPI) busca o levantamento do campo vetorial de velocidades com base em imagens digitais, tomadas a intervalos constantes de tempo, sem alteração do posicionamento inicial da câmera.

Para que a análise VPI possa ser viabilizada, é necessário que haja uma textura na massa de solo a ser fotografada, permitindo que pequenas partes do solo possam ser rastreadas. Quanto mais grosseira é a textura, menos definição será necessária para o rastreamento, e mais pobre de informações será o campo vetorial de velocidades. Por outro lado, quanto mais fina é a textura, mais definição é necessária para o rastreamento, e mais rico de informações é o campo vetorial de velocidades. Certamente que a quantidade de marcadores de textura também está diretamente ligada à qualidade da análise gerada.

Cabe também ressaltar que, caso o solo seja homogêneo e não possua textura natural utilizável, a adição de marcadores de textura pode vir a modificar o comportamento original

do solo, transformando-o em um outro material, diferente daquele que se quer estudar. Portanto, objetiva-se a adição da menor quantidade possível de marcadores, e em tamanho suficiente, para que possam ser rastreados, interferindo o mínimo com o comportamento do solo.

Assim sendo, a maior definição da câmera permite que texturas mais finas possam ser rastreadas. Experiências realizadas mostram a necessidade de câmeras digitais de definição igual ou superior a 3.2 megapixels para rastreadores da faixa granulométrica de areia média, dentro do campo visual adotado nesse aparato.

Cabe ainda ressaltar um outro aspecto à cerca do tamanho dos marcadores: grãos muito pequenos tendem a ser carregados facilmente pela massa de solo em movimento, não opondo qualquer resistência ao fluxo. Por outro lado, à medida que o tamanho dos grãos aumenta, eles tendem a romper localmente com mais facilidade a matriz de solo, não acompanhando o fluxo e invariavelmente desaparecendo dentro da massa de solo. Dessa forma, mais uma vez o desejável é que o tamanho dos marcadores seja o menor possível.

Para o conjunto de experiências realizadas nesse trabalho, o solo argiloso adotado tem coloração bege clara e aspecto uniforme, sem apresentar qualquer textura natural rastreável. Assim sendo, foram adotados 6,5% em peso seco de marcadores na cor preta por contrastarem bem com a matriz de solo. Os marcadores têm diâmetro de grãos entre 0,5 mm e 0,7 mm, passando na peneira ABNT/ASTM #30 e ficando retido na ABNT/ASTM #40.

O material adotado como marcador foi rejeito de carvão vegetal, devidamente peneirado e lavado de modo a manter apenas a granulometria de interesse. Esse material, além da pequena interferência com as propriedades do solo, apresenta baixa massa específica, permitindo um perfeito arraste durante o ensaio.

Outro aspecto importante para a viabilidade dessa análise é a iluminação. Dessa forma, foram adotados dois refletores, de 1.000 watts cada, posicionados lateralmente de modo a evitar sombras e reflexos, que poderiam comprometer a imagem. O maior problema enfrentado com a utilização desses refletores foi o grande calor gerado pelas lâmpadas, fato esse que pode alterar as propriedades do solo. Para trabalhos futuros aconselha-se a utilização de luzes frias de grande intensidade.

Cabe ainda observar que, tão importante quanto a intensidade da luz, a uniformidade da luz mantém uma referência de padrões de contraste muito importante para o processamento das imagens.

4.9 PROGRAMAÇÃO DA ANÁLISE VPI

A análise de VPI é uma técnica bastante simples e vem sendo usada a vários anos em diversos experimentos. No entanto, a automatização do procedimento de rastreamento das partículas usando computador é relativamente recente e foi implementada experimentalmente por White et al. (2003). No entanto, a solução adotada por White et al. (2003), baseada em funções correlações cruzadas e desenvolvida a partir de experimentos existentes em mecânica dos fluidos experimental, não foi utilizada, tendo sido escolhida uma outra abordagem baseada em um novo conceito. A análise VPI foi realizada em plataforma MATLAB 6.5 seguindo um conjunto empiricamente estabelecido de tarefas programáveis. Esses procedimentos envolvem algum conhecimento básico sobre tratamento de imagens que será sucintamente abordado aqui, uma vez que o aprofundamento no tema foge do escopo da tese.

Inicialmente, o programa VPI recebe uma seqüência de imagens (em extensão gráfica .jpg) que sofre um processo de separação de cores nos três canais básicos adotados pelos computadores em geral, quais sejam: o verde, o vermelho e o azul (Figura 4.17). Cada um desses três canais possui gradações nas suas respectivas cores que variam de 0 (preto) a 255 (branco). Assim sendo, os três canais juntos perfazem $256 \times 256 \times 256 = 16.777.216$ combinações de cores possíveis. Assim, após separar a imagem original em três, a cor de maior contraste para as condições existentes (vermelha) foi escolhida como base de trabalho. Esse processo simplifica tremendamente a análise das imagens pois reduz as possibilidades de variação de 16.777.216 para apenas 256.

Assim sendo, cada *pixel* no canal de cor vermelho poderá ter apenas valores que variam de 0 (preto) a 255 (branco). Dessa forma, a imagem agora passa a ser tratada como uma matriz bidimensional de 1530 linhas por 2040 colunas totalizando 3.121.200 elementos (3.1 *megapixels*). Nesse momento o programa inverte a imagem, aplicando uma transformação do tipo $m = 255 - n$, onde n é a gradação original de cor e m a gradação transformada. Essa modificação na realidade inverte a posição dos marcadores em relação ao fundo. Como o fundo original é claro e os marcadores são escuros, após a inversão, o fundo passa a ser

escuro, com valores mais próximos de 0 (preto), e os marcadores claros, com valores mais próximos de 255 (branco).

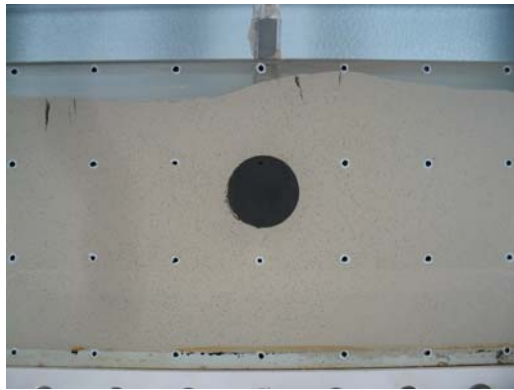
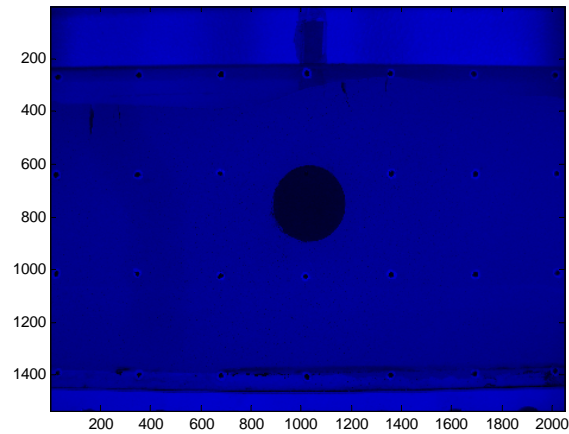
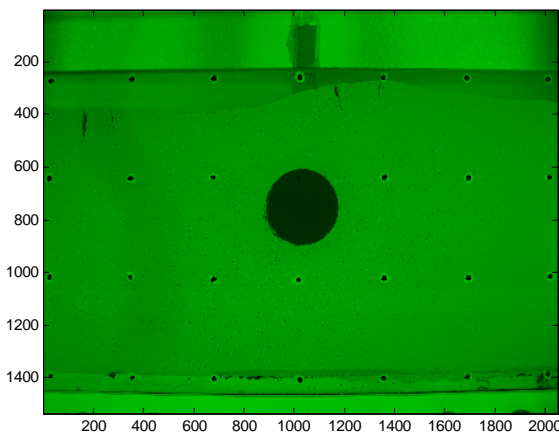


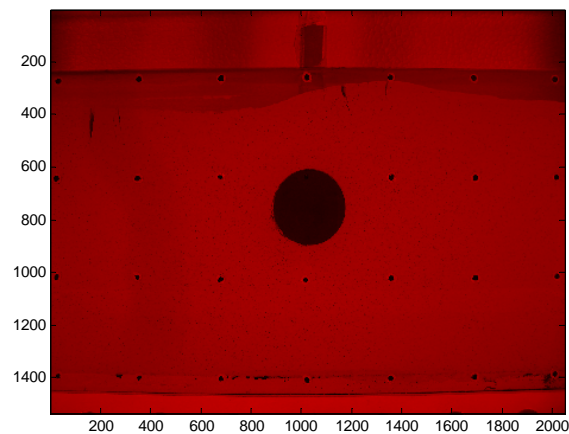
IMAGEM ORIGINAL



CANAL AZUL



CANAL VERDE



CANAL VERMELHO

Figura 4.17 – Separação da imagem original nos três canais de cores.

A Figura 4.18 mostra que, mesmo na máxima definição gráfica possível da imagem ainda sem tratamento, cada marcador é representado como uma nuvem de *pixels* de tonalidades variáveis. Após os processos de separação do canal de cor vermelho e inversão da imagem, os marcadores ainda permanecem como uma nuvem de *pixels* agora com tonalidades que variam do branco, no centro do ponto, até o preto do solo circundante. Para facilitar o rastreamento, seria desejável que cada marcador fosse representado por apenas um único *pixel*, com valor 255, contra um fundo totalmente preto (0). Para tanto foi usado um filtro de detecção de máximos, i.e., um algoritmo de procura de picos de valores em uma região, substituindo toda a área por um único *pixel* de valor 255 (Figura 4.19).

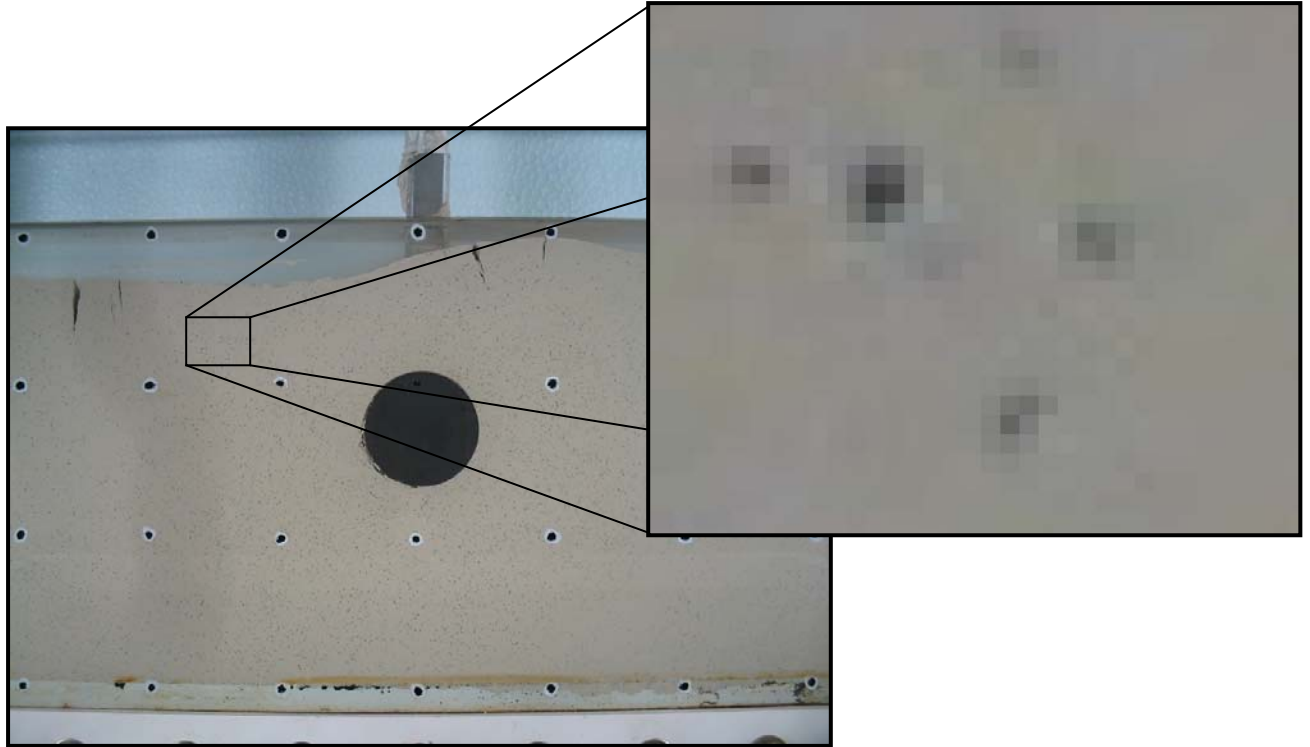


Figura 4.18 – Visualização dos marcadores na máxima definição disponível para a imagem.

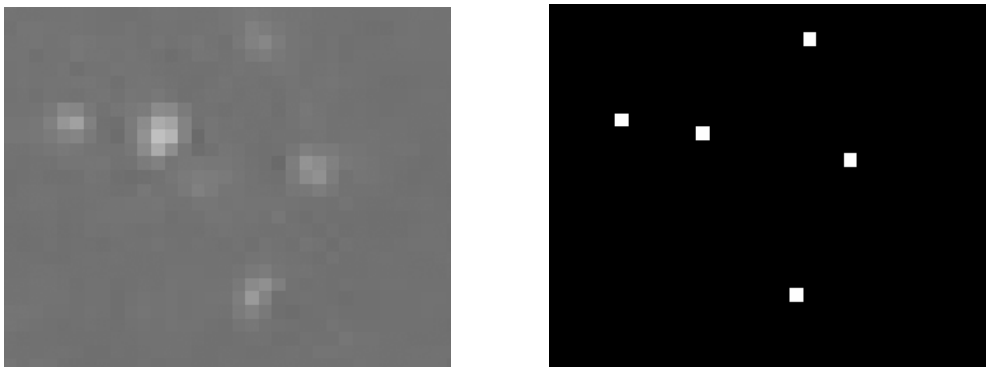


Figura 4.19 – Representação da inversão da imagem e posterior detecção de máximos.

Os processos descritos anteriormente são responsáveis por tratar todas as imagens para que elas possam ser processadas pelo algoritmo de rastreamento. Dessa forma, na segunda imagem representada na Figura 4.19, cada marcador é simulado por um único *pixel* com registro de cor monocromático 1, contra um fundo de registro monocromático 0.

O rastreamento propriamente dito é efetuado através da busca, na imagem subsequente, do ponto com registro de cor monocromático 1 localizado na imagem atual, levando-se em consideração uma área de procura de 5×5 *pixels* no entorno do ponto (Figura 4.20). Caso haja mais de um ponto nos limites de busca, o programa assume que o ponto procurado é o

mais próximo. Caso não haja nenhum outro ponto, o programa assume que aquele marcador foi perdido. As setas em vermelho na Figura 4.20 representam o deslocamento entre duas imagens consecutivas.

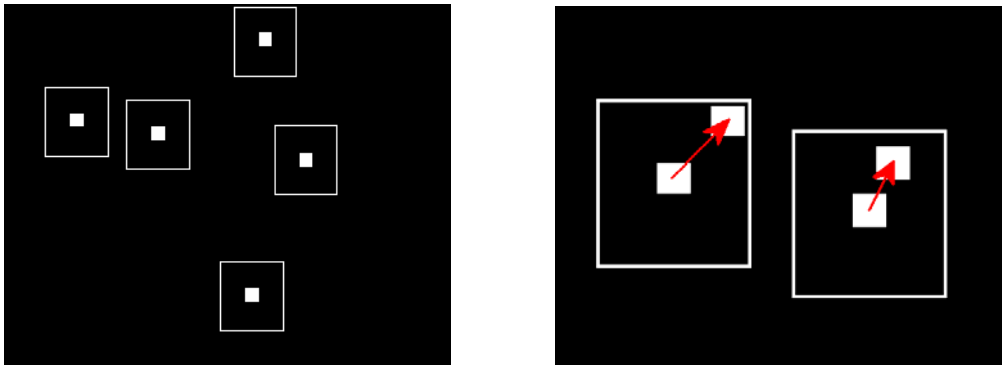


Figura 4.20 – Representação da área de busca no entorno dos marcadores e do deslocamento encontrado entre duas imagens consecutivas.

Após localizar, ou não, os marcadores na segunda imagem, e armazenar a distância percorrida por eles entre as duas fotos, o programa atualiza suas referências assumindo a segunda imagem como base e efetuando o mesmo procedimento de busca em relação à próxima foto, que é agora encarada como uma nova segunda imagem.

O tratamento e rastreamento das imagens deixa claro a importância da constância na iluminação, assim como da alta definição requerida na tomada das fotos. Todos esses elementos juntos formam um conjunto de condições mínimas para que o processamento seja bem sucedido. Certamente que qualquer melhora nesses parâmetros tende a tornar todo o procedimento mais preciso, melhorando aspectos como repetibilidade e acurácia.

Outro aspecto vital para viabilizar a análise é que duas fotos seqüenciais não sejam tiradas após um percurso muito grande. Isso faria com que as áreas de busca tivessem que ser ampliadas, provocando muitas superposições e interferências nos processos de identificação de cada marcador.

Finalmente, após rastrear todos os pontos identificados e calcular as distâncias percorridas, o programa possui um grande banco de dados de pontos rastreados aleatoriamente dentro da massa de solo. Apresentar o campo de deslocamentos dessa forma mostrou-se pouco claro pela irregularidade na distribuição das setas, tornando a saída de dados confusa. A melhor maneira encontrada para expor esse conjunto de informações foi dividir toda a figura em uma malha de 30 x 30. Em cada célula, de 51 x 68 *pixels*, foi feita a média aritmética das

distâncias percorridas pelos marcadores localizados naquela porção da imagem na foto inicial. Ao final da análise, o deslocamento representativo dos pontos daquela célula é simbolizado por um deslocamento médio posicionado no centro do retângulo (Figura 4.21). Esse procedimento ajuda inclusive a minimizar erros decorrentes de marcadores que se perdem ou são identificados durante o processo de rastreamento, podendo apresentar, ao final da análise, deslocamentos menores que os reais.

Dessa forma, a principal análise gerada pelo programa, denominada figura de Campo Vetorial de Deslocamentos, apresenta de maneira organizada os vetores deslocamentos com suas direções e intensidades. Certamente que o tamanho das setas representado na figura não é real, devendo-se recorrer à matriz de valores apresentada em conjunto com os resultados gráficos, bem como ao processo de calibração descrito à frente.

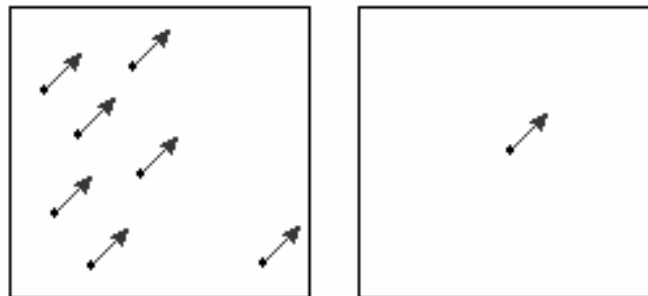


Figura 4.21 – Substituição de diversos vetores em uma célula por um único vetor médio.

O programa ainda apresenta como saída de dados, além da figura de campo vetorial de deslocamentos, uma outra figura denominada Fluxo de Deslocamentos em que o caminho percorrido por todos os pontos é apresentado, evidenciando as regiões de maior atividade.

Finalmente, o programa também apresenta uma matriz de valores, já mencionada anteriormente, com a direção e a intensidade dos vetores apresentados graficamente na figura de campo de deslocamentos.

4.10 CALIBRAÇÃO DO PROGRAMA VPI

Para calibração do programa VPI e avaliação dos resultados obtidos na análise, adotou-se o procedimento de fotografar uma matriz aleatória impressa de pontos, cujas dimensões são as mesmas dos marcadores utilizados na matriz de solo, movimentada segundo velocidade

e deslocamento conhecidos. Como resposta, o programa deverá confirmar o campo vetorial de deslocamento e velocidade imposto. A Figura 4.22 mostra a matriz de pontos utilizada e o conjunto fixado no aparato 1G para a seção de fotos.

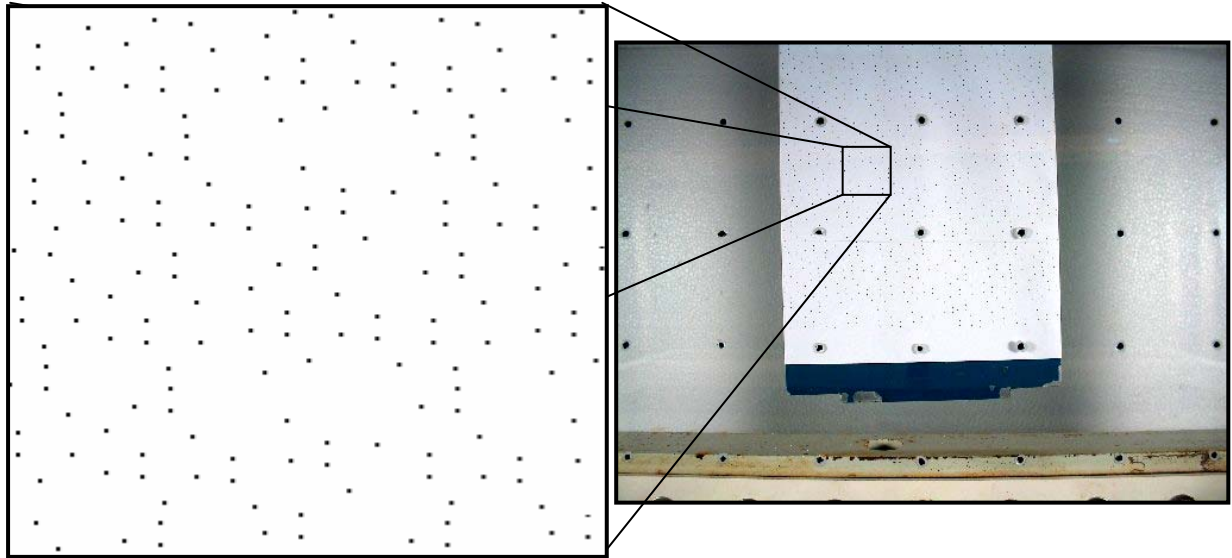


Figura 4.22 – Aspecto da matriz de pontos rastreáveis e do procedimento de calibração.

As configurações mais importantes adotadas para a câmera estão apresentadas abaixo, tendo sido mantidas durante todas as análises.

- *<Flash> – OFF*
- *<Focusing Point> – AUTOMATIC SELECTION*
- *<Macro> – OFF*
- *<Metering Mode> – EVALUATIVE*
- *<AF Assist Light> – ON*
- *<White Balance> – TUNGSTEN*
- *<ISO Speed> – 50*
- *<Size / Quality> – LARGE / SUPERFINE*

Para a calibração foi programado um deslocamento horizontal, para a direita, de 20 mm a uma velocidade de 0,02 mm/s, com fotografias tomadas a cada 15 s, gerando um total de 67 imagens. A Figura 4.23 apresenta o campo vetorial de deslocamentos para essa análise, indicando a direção e a intensidade dos pontos rastreados.

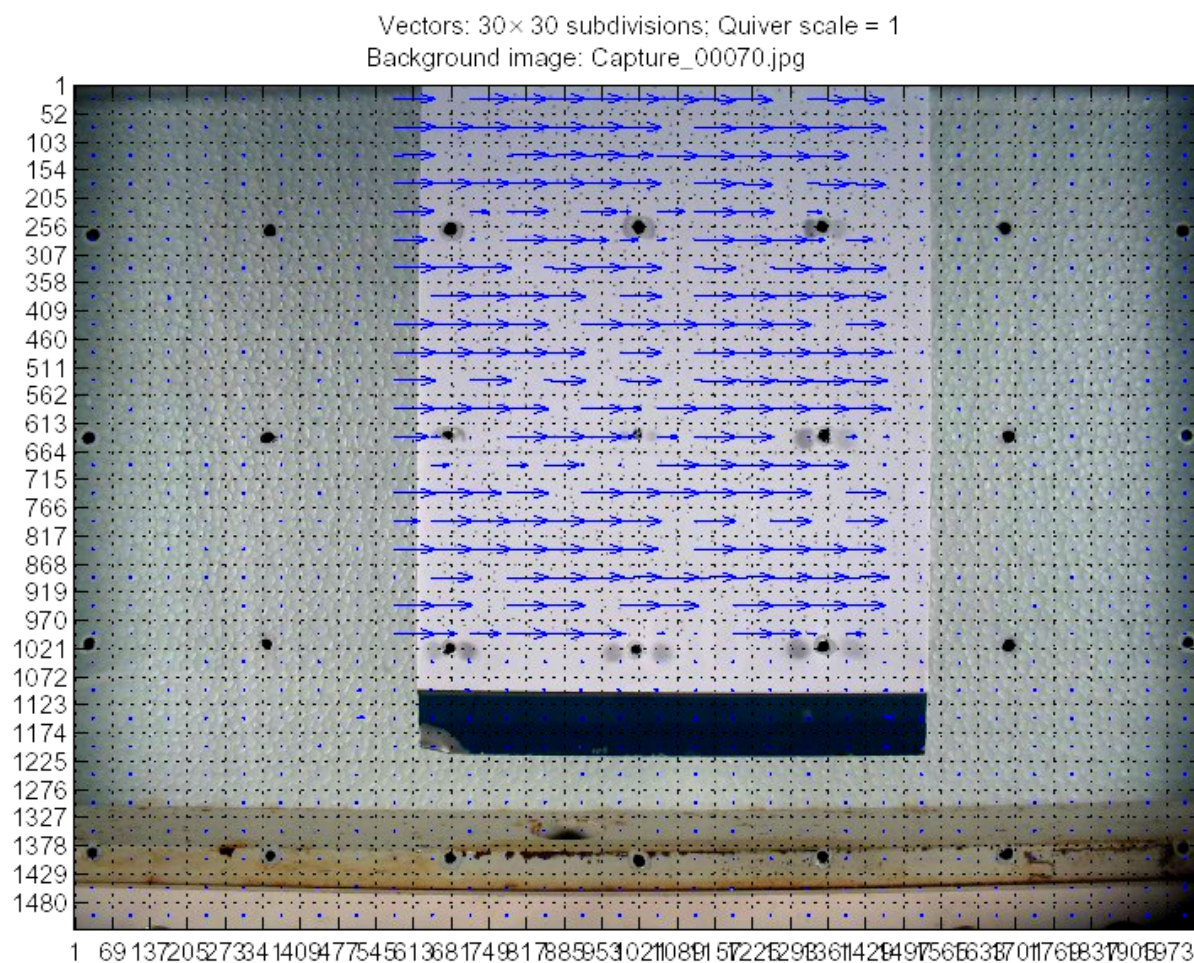


Figura 4.23 – Campo vetorial de deslocamentos resultado de calibração do Programa VPI.

Conforme se pode constatar pela imagem obtida na calibração, houve uma grande constância na direção e intensidade dos vetores. Em termos visuais esse resultado pode ser considerado satisfatório, faltando, no entanto, a análise da matriz de valores.

Pela Figura 4.23 se pode observar que há cerca de 280 células rastreáveis na imagem (14 colunas e 20 linhas). Para análise da matriz de valores foi utilizado um filtro que abandona dados fora do intervalo definido na relação (4.10), para a qual \bar{X} é a média aritmética e σ_x^2 é o desvio padrão do conjunto de valores em questão.

$$X \in \left[\bar{X} - 0,5 \cdot \sigma_x^2; \bar{X} + 0,5 \cdot \sigma_x^2 \right] \quad (4.10)$$

Das 280 células que recobrem a área de interesse na Figura 4.23, 238 (85%) foram efetivamente rastreadas com pelo menos 1 marcador identificado. O restante das células

não rastreadas está em regiões de borda onde não há marcadores ou foram resultado de alguma deficiência durante a aquisição da imagem.

Após a utilização do filtro definido anteriormente, o número de células úteis ficou em 143 , i.e, 51% do total e 60% das rastreadas. O valor médio obtido para o deslocamento de 20 mm foi de $107,6 \pm 12,6 \text{ pixels}$, fornecendo uma relação unitária de $1 \text{ mm} = 5,4 \pm 0,6 \text{ pixels}$.

Quanto à direção rastreada do movimento horizontal aplicado ($\alpha = 0^\circ$), obteve-se $\alpha = 0,2^\circ \pm 0,7^\circ$. Esse resultado atesta a introdução de um desvio inferior a 1° em ambas as direções, o que pode ser considerado um resultado satisfatório.

4.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado o aparato de modelagem física bidimensional, denominado 1G, concebido e construído durante esse trabalho de pesquisa. O objetivo principal da utilização desse equipamento é a visualização das superfícies de ruptura formadas durante o arraste lateral do duto, simulando a movimentação durante um processo real de flambagem horizontal.

Um programa, feito em *Mat Lab 6.5* em cooperação com o Laboratório de Computação Gráfica da UFRJ, foi idealizado, especialmente para essa pesquisa, com o objetivo de rastrear automaticamente pontos previamente instalados na massa de solo. Esse processo, conhecido como Velocimetria de Partículas por Imagem – VPI, foi desenvolvido inicialmente para mecânica dos fluidos e já é utilizado em algumas outras áreas da ciência. No entanto, para este trabalho, a programação recebeu abordagem totalmente diferente, tendo sido baseada em procedimentos mais diretamente relacionados à aplicação em questão.

Algumas considerações foram feitas sobre como criar uma textura rastreável para que o programa possa traçar, ao final da análise, um conjunto de vetores deslocamento que permita a identificação do processo de ruptura. Assim sendo, o solo artificial à base de caulim e bentonita foi misturado a 5% de rejeito de carvão vegetal com granulometria de areia média, permitindo que esses pontos fossem rastreados.

Outros aspectos, como a distorção na imagem provocada pela curvatura da lente, foram levados em consideração e discutidos. O programa foi submetido a um teste de calibração e os resultados foram julgados satisfatórios.

A haste de suporte do duto foi instrumentada, de forma semelhante à haste de suporte utilizada na centrífuga, para permitir um acompanhamento das forças verticais e horizontais desenvolvidas durante o ensaio. Muito embora saiba-se que essas reações estão sobremaneira contaminadas com o atrito gerado entre as laterais do duto e o vidro, optou-se por medi-las e ter uma referência qualitativa do processo.

Cabe ainda comentar que o sistema de alimentação, captura e tratamento de sinais, para as duas células de carga utilizadas nos ensaios, foi feito no próprio Laboratório de Geotecnia em cooperação com o Departamento de Engenharia Elétrica da UFRJ, a partir de componentes simples e a custo praticamente nulo.

CAPÍTULO 5

Apresentação dos Resultados

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios de modelagem física utilizando os aparatos descritos nos Capítulos 3 e 4. Na centrífuga geotécnica da COPPE foram realizados ensaios utilizando-se dois tipos diferentes de solo, um artificial e outro natural. Do total realizado, apenas cerca de 20 estão sendo apresentados neste trabalho por terem atingido um melhor controle dos parâmetros envolvidos. Quanto ao aparato denominado 1G, utilizou-se somente o solo artificial, sendo que, novamente, vários ensaios foram realizados para determinar os parâmetros ideais de utilização do equipamento, sendo apenas os mais recentes apresentados neste trabalho.

5.2 DESCRIÇÃO DOS SOLOS ENSAIADOS

5.2.1 O SOLO ARTIFICIAL

A opção pela utilização de um solo artificial vem da maior repetibilidade conferida por esse tipo de material, o que representa menos variáveis de controle no estudo paramétrico pretendido. Procurou-se assim manter inalteradas as principais características do solo produzido, minimizando problemas como heterogeneidade e amolgamento das amostras.

O solo artificial utilizado foi um composto de 80% de caulim branco - pó puro com 20% de bentonita sódica malha 200, sendo os percentuais referidos em peso do material seco. Essas proporções foram estudadas por GUIMARÃES et al. (2002) que procuravam um solo com características reológicas semelhantes à argila de Sarapuí, típica da região do Rio de Janeiro.

A Tabela 5.1 apresenta os principais parâmetros encontrados pelos autores, além do valor de $C_v = 1,74 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Tabela 5.1 – Valores de referência para a mistura 80% caulim e 20% bentonita (GUIMARÃES et al., 2002).

w_L	w_P	I_P	G_S	C_α (50 kPa)	$C_{\alpha s}$ (50 kPa)
92,5%	21,8%	70,7%	2,617	0,049	0,014

ALMEIDA & MARQUES (2002) apresentam resultados de análises mineralógicas obtidos por BARBOSA (1994) para a argila de Sarapuí, um depósito quaternário de sedimentos fluviais e marinhos típico da região do entorno da Baía de Guanabara no Rio de Janeiro. Os autores relatam uma composição média de minerais de argila de cerca de 13% de caulinita, 14% de illita e 31% de smectita, totalizando 58% do total. O restante do solo é uma combinação de quartzo (19%), carbonato (3%), feldspato (9%) e pirita (1%), havendo ainda 5% de sal e 5% de matéria orgânica. Assim sendo, a smectita representa uma parte importante da composição dessa argila, influenciando ativamente em seu comportamento.

Quanto à umidade de mistura, GUIMARÃES et al. (2002) recomendam valores superiores a duas vezes o limite de liquidez (185%), objetivando uma saturação próxima de 100%. No entanto, um outro aspecto se torna importante para a escolha da umidade: a fluidez. Conforme apresentado no item 3.4, foi utilizada uma união giratória de $\frac{3}{4}$ " para injetar a lama da caulim e bentonita no interior do canal de amostras com a centrífuga já em movimento. Por ser um material tixotrópico, a passagem da lama pelo interior da tubulação ficou comprometida, tendo sido necessária a adoção de uma umidade de 200% para que o procedimento fosse viabilizado.

A homogeneização da lama foi feita através de um misturador orbital industrial que agitou a amostra por cerca de 2 horas (Figura 5.1), tendo sido tomado especial cuidado com o acúmulo de grumos no fundo do recipiente. O resultado final é uma lama de consistência líquida, boa uniformidade e sem bolhas. Maiores detalhes sobre esse procedimento serão apresentados adiante no texto.



Figura 5.1 – Misturador industrial batendo solo artificial (esquerda) e natural (direita).

A Figura 5.2 mostra a curva granulométrica do solo artificial utilizado, com 80% de caulim e 20% de bentonita. Pode se observar claramente que 100% do material passa na peneira #200, indicando uma composição granulométrica extremamente fina.

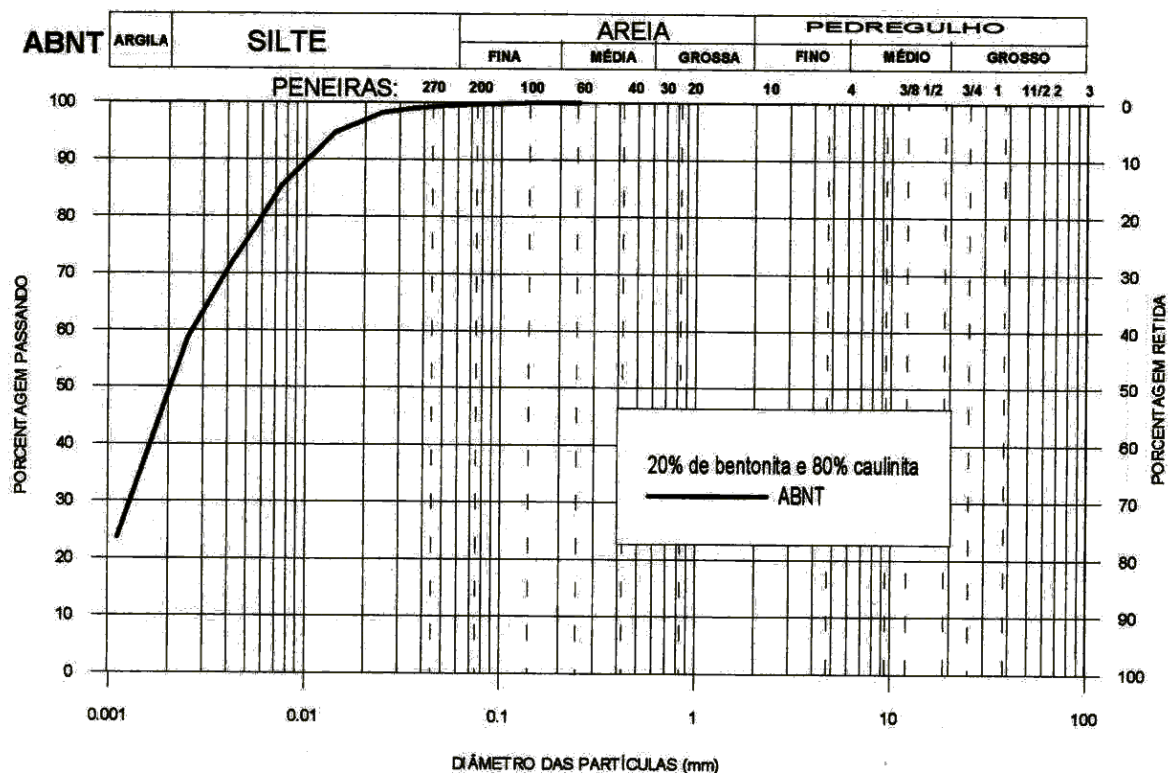


Figura 5.2 – Curva Granulométrica do solo artificial utilizado.

GUIMARÃES (2000) realizou ensaios triaxiais CIU com o mesmo solo artificial em questão usando velocidades de deformação variáveis para o estudo de efeitos viscosos na resistência de solos argilosos saturados. A Tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos pelo autor para uma velocidade de deformação de 0,1%/min considerando-se três níveis diferentes de adensamento isotrópico, quais sejam 95 kPa, 140 kPa e 190 kPa.

Tabela 5.2 – Resultados de ensaios triaxiais CIU (GUIMARÃES, 2000).

ENSAIO	σ'_c (kPa)	S_u (kPa)	S_u / σ'_c	w (%)	e
CP1	95	24	0,25	64,2	1,70
CP8	140	35	0,25	55,3	1,35
CP9	190	47	0,25	54,7	1,34

Subsidiariamente aos ensaios já apresentados, foram realizados ainda ensaios de adensamento e ensaios triaxiais UU. Para os ensaios de adensamento foram utilizadas amostras do solo artificial retiradas do interior da caixa de amostras da centrífuga após a centrifugação. Já nos ensaios triaxiais foi utilizado o mesmo processo de preparação do solo artificial adotado por GUIMARÃES (2000) para moldagem dos corpos de prova, a partir do estado inicial de lama, sem passar pela centrífuga.

A Figura 5.3 mostra as amostras retiradas do corpo de prova de dentro da caixa de ensaios da centrífuga e a montagem da célula de adensamento. O anel metálico foi enterrado na amostra adensada e o material retirado cuidadosamente. Após o corte e limpeza, as amostras de solo foram posicionadas na prensa de adensamento e submetidas aos estágios convencionais de carga.



Figura 5.3 – Amostras retiradas e montagem do ensaio de adensamento.

A Figura 5.4 mostra as curvas de compressão obtidas de duas amostras retiradas de dois ensaios centrífugos diferentes. Em cada uma das curvas foram realizados dois estágios de descarregamento e recarregamento com o objetivo de obter os coeficientes de adensamento verticais normalmente adensado e sobreadensado. A Figura 5.5 ilustra a grande variabilidade do c_v com a tensão vertical, mostrando que, na realidade, esse não é um parâmetro muito adequado para previsões em uma gama tão ampla de umidades.

A Tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos para as duas amostras ensaiadas. Observa-se que a amostra 1 apresenta um trecho curvo inicial mais bem definido e valores menores para os coeficientes de adensamento.

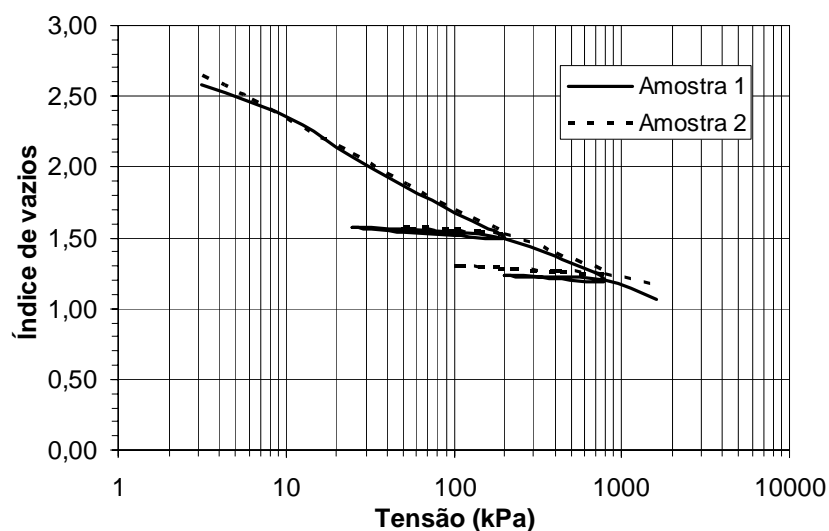


Figura 5.4 – Curvas de compressão para amostras retiradas de ensaios centrífugos.

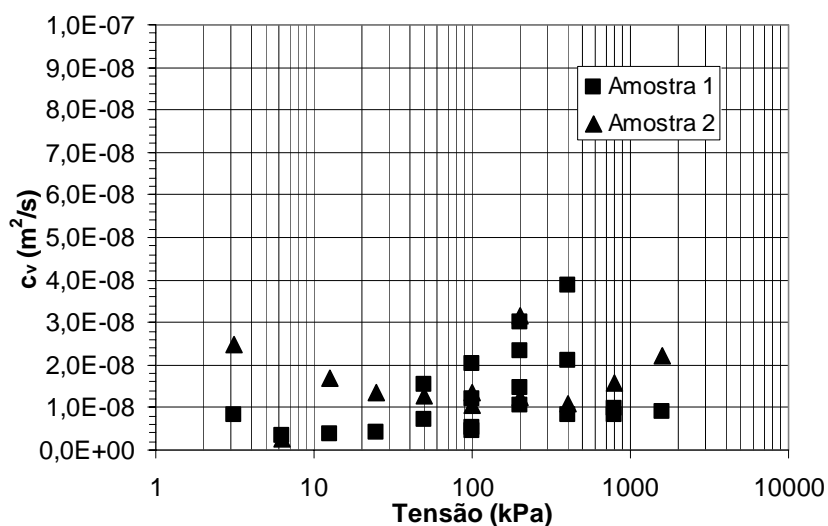


Figura 5.5 – Curvas de compressão para amostras retiradas de ensaios centrífugos.

Tabela 5.3 – Resultado dos ensaios de adensamento para amostras retiradas da centrífuga.

Amostra	c_v (N.A.)	c_v (S.A.)	c_v (N.A.) / c_v (S.A.)
1	$0,8 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$2,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	3
2	$1,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$6,9 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	5
Média	$1,1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	$4,7 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$	4

Esse resultado está relacionado com o grande gradiente de variações de vários parâmetros do solo com a profundidade nas amostras centrífugas. A amostra 1 foi retirada de uma profundidade maior, estando mais próxima da fronteira drenante e apresentando um nível de

adensamento maior que a amostra 2. dessa forma, o carregamento na amostra 1 durante a centrifugação foi maior que na amostra 2. Não obstante as diferenças observadas, a média de valores ($1,1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) está próxima ao valor encontrado por GUIMARÃES et al. (2002), ou seja, $1,7 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para a preparação das amostras usadas nos ensaios triaxiais foi utilizado o processo apresentado por GUIMARÃES (2000). Um cilindro de aço, revestido de geotêxtil BIDIM OP-30 na base, topo e paredes laterais, foi preenchido com lama de caulim (80%) e bentonita (20%) a 200% de umidade (Figura 5.6 a). No topo da amostra foi colocada uma placa furada com um apoio cilíndrico para receber os pesos. O carregamento foi feito ao longo de vários dias, de maneira progressiva, mantendo-se sempre a base e o topo da amostra saturados.



(a) Colocação da lama no cilindro

(b) Moldagem do corpo de prova

Figura 5.6 – Processo de obtenção de corpo de prova a partir de lama de argila.

Foram adensadas quatro amostras originárias de uma mesma partida de lama de caulim e bentonita, objetivando-se investigar os efeitos da variação da umidade e da tixotropia na resistência não-drenada do material. A Tabela 5.4 resume os valores de tensão adotados para cada amostra, bem como o tempo de repouso assumido antes da realização do ensaio.

Após a estabilização das deformações verticais, e passado o tempo de descanso previsto para cada caso, as amostras foram cuidadosamente retiradas dos moldes de aço e desbastadas em corpos de prova cilíndricos de dimensões aproximadas de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura (Figura 5.6 b). A amostra 2 não apresentou consistência

suficiente para ser moldada, tendo rompido pelo peso próprio. Os outros espécimes sofreram os procedimentos rotineiros de preparação de ensaios triaxiais.

Com o objetivo precípuo de se obter a resistência não-drenada do solo artificial, optou-se por adotar o ensaio triaxial UU, inicialmente pela maior rapidez inerente a este procedimento, mas também por não haver necessidade da fase de adensamento isotrópico da amostra, presente no ensaio triaxial CIU. Na realidade, o conjunto de ensaios efetuado teve a finalidade de medir a resistência não-drenada de amostras com a menor consistência possível, desde que passíveis de serem montadas em uma câmara triaxial.

Tabela 5.4 – Valores adotados para a tensão de pré-adensamento e para o tempo de repouso das amostras.

Ensaio	Tensão vertical	Tempo de repouso
1	32 kPa	5 dias
2	25 kPa	5 dias
3	30 kPa	90 dias
4	35 kPa	90 dias

A Figura 5.7 mostra o aspecto geral do corpo de prova, referente ao ensaio 1, após a ruptura, podendo-se observar claramente o formato em barril, típico de argilas de baixa resistência.



Figura 5.7 – Aspecto de espécime levado à ruptura em ensaio triaxial UU.

O resultado dos ensaios, apresentado na Figura 5.8 e resumido na Tabela 5.5, mostra um nítido ganho de resistência com o tempo de repouso, chegando a cerca de 80% em uma comparação entre a amostra de 5 dias e as amostras ensaiadas três meses depois. A tensão de pré-adensamento também mostrou um comportamento previsível, influenciando diretamente a resistência não-drenada e inversamente a umidade. Dessa forma, para as tensões de pré-adensamento de 30 kPa e 35 kPa, obtiveram-se resistências não-drenadas de 9,2 MPa e 10,2 MPa, bem como umidades de 105% e 90%, respectivamente.

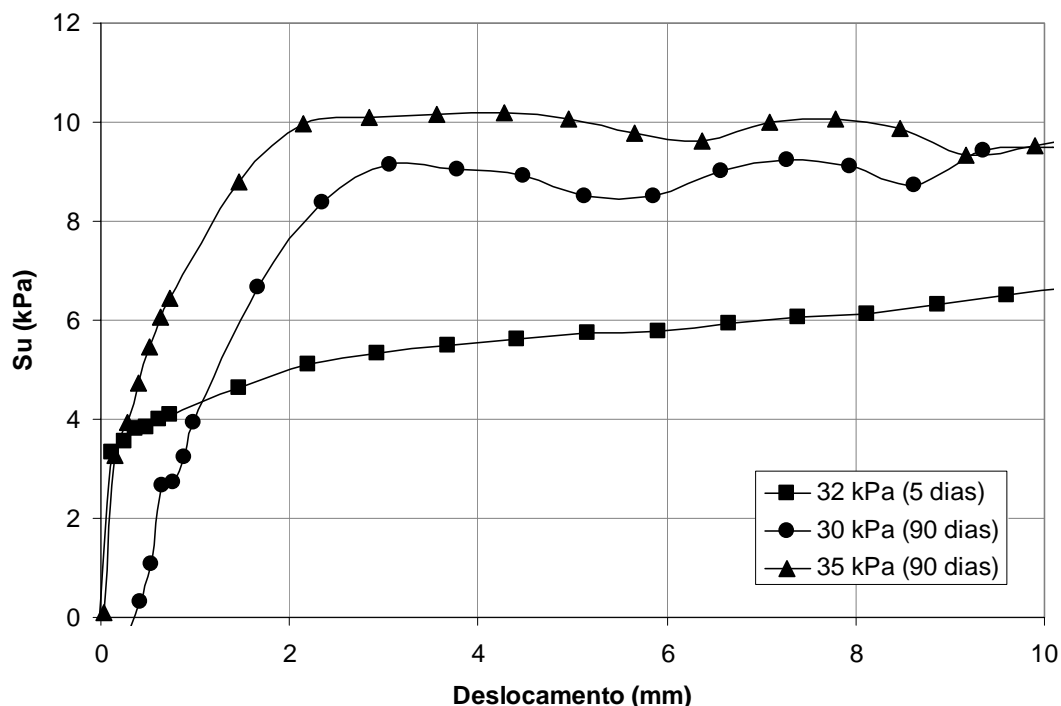


Figura 5.8 – Curvas dos ensaios triaxiais UU para as amostras 1, 3 e 4.

Tabela 5.5 – Resultado dos ensaios triaxiais UU.

Ensaio	Velocidade	Resistência não-drenada (Su)	Umidade	Su / σ_v
1	0,74 mm/min	5,7 kPa	109 %	0,18
3	0,69 mm/min	9,2 kPa	105 %	0,31
4	0,70 mm/min	10,2 kPa	90 %	0,29

Muito embora os ensaios triaxiais UU e CIU tenham possibilitado um acesso direto à resistência não-drenada de amostras do solo artificial de caulim e bentonita com umidades inferiores a 110%, não foi possível a moldagem de amostras menos consistentes.

Uma alternativa para obtenção da resistência não-drenada em situações de umidade mais alta foi adotada com a utilização do aparelho mini-palhetas de laboratório. Como o

equipamento de palheta existente é usado para medida de valores de S_u superiores a 1 kPa, e os valores de S_u a serem medidos são inferiores a esse limite, foi feita uma alteração nas dimensões da ferramenta. Assim sendo, uma palheta maior, com 30 mm de diâmetro e 60 mm de altura, foi fabricada especialmente para a realização desses ensaios.

Uma cuba plástica contendo amostra de argila com cerca de 155% de umidade foi posicionada em frente ao equipamento mini-palheta. Novamente optou-se por investigar a magnitude do efeito da tixotropia na resistência do material. Dessa forma, foi realizado um ensaio imediatamente após o preparo do solo, um segundo ensaio com 1 hora de intervalo, e um terceiro ensaio com 16 horas de intervalo. A Figura 5.9 mostra o equipamento mini-palheta e o ensaio sendo realizado, sempre a uma velocidade constante de $6^\circ/\text{min}$.



Figura 5.9 – Ensaio em equipamento mini-palheta.

A Figura 5.10 apresenta as curvas encontradas e a Tabela 5.6 resume os principais valores referentes ao ensaio de mini-palheta. Foi adotada a rotação de 20° como referência no cálculo da resistência não-drenada, uma vez que esse valor, correspondente a cerca de 5% do perímetro de ruptura, teoricamente já ser suficiente para total mobilização. Essa estabilização pode ser observada claramente na curva referente ao tempo de repouso de 16 horas. Quanto às curvas de 0 e 1 h, esse mesmo comportamento pode ser extrapolado uma vez que não foram feitas as leituras na rotação de 15° .

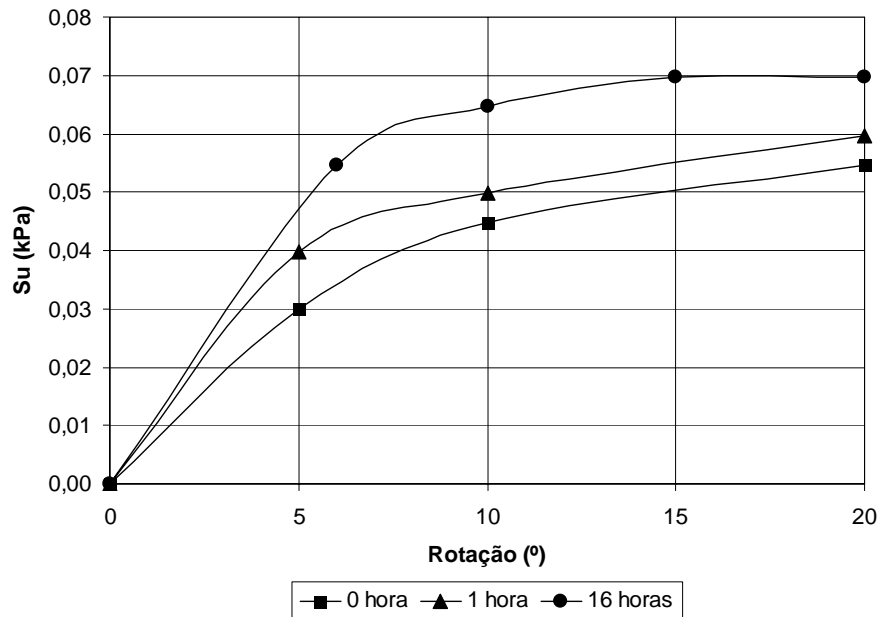


Figura 5.10 – Curvas de ruptura para as três amostras de argila ensaiadas no mini-palheta.

Tabela 5.6 – Valores encontrados para os ensaios de mini-palheta

Ensaio	Umidade	Su / Su ₀	Tempo de repouso
1	156%	100%	0
2	154%	109%	1 h
3	153%	127%	16 h

Os valores para resistência não-drenada encontrados no ensaio de mini-palheta são muito baixos e não serão utilizados em termos absolutos. No entanto, a comparação relativa entre curvas, em termos de tempo de repouso antes do cisalhamento, será bastante útil para análises futuras.

Para subsidiar os experimentos de modelagem física convencional, foi realizado ainda um conjunto de dois ensaios triaxiais UU com o objetivo de comparar a variação da resistência não-drenada de uma amostra com marcador e outra sem marcador. Cabe lembrar aqui que, conforme visto no item 4.2.6, a utilização do marcador tem como único propósito criar uma textura rastreável para o processamento das imagens pela análise VPI. Assim sendo, qualquer efeito sobre a resistência do solo é indesejável.

Para esse teste mantiveram-se os mesmos procedimentos descritos para ensaios triaxiais UU relatados anteriormente. Assim sendo, a amostra 1 foi preparada com caulim e bentonita de modo a constituir uma lama com cerca de 200% de umidade, enquanto para a amostra 2

misturou-se caulim, bentonita e o marcador de forma que essa lama também tivesse 200% de umidade. Dessa forma, espera-se que a umidade das amostras não constitua parâmetro de variação no estudo. A Tabela 5.7 apresenta as proporções e quantidades utilizadas nos preparos. As lamas de argila, com e sem marcadores, foram colocadas em cilindros de aço e carregadas com uma sobrecarga equivalente a 35 kPa durante cerca de 5 dias. Após a retirada dos recipientes, as amostras foram desbastadas no formato de cilindros de altura 10 cm e diâmetro 5 cm.

Tabela 5.7 – Quantitativos de material usados nas amostras 1 e 2.

Material	Amostra 1		Amostra 2	
	Quantidade	Percentagem	Quantidade	Percentagem
Caulim	574 g	80 %	574 g	75 %
Bentonita	2.298 g	20 %	2.298 g	19 %
Marcador	-	-	200 g	7 %
Água destilada	5.745 l	200 %	6.145 l	200 %

A Figura 5.11 mostra o aspecto das amostras sem e com o marcador. É razoável admitir que uma pequena quantidade de marcadores na massa de solo cria apenas uma matriz esparsa de pontos que aparentemente não interagem entre si. Por outro lado, a grande distância entre a dimensão granulométrica do marcador (areia média) e a argila componente do restante do corpo de prova não permite a inserção estruturada dos pontos no esqueleto sólido do solo, eliminando uma provável influência física. No entanto, muito embora o carvão do marcador não apresente atividade química relevante, foi avaliada sua influência no solo.

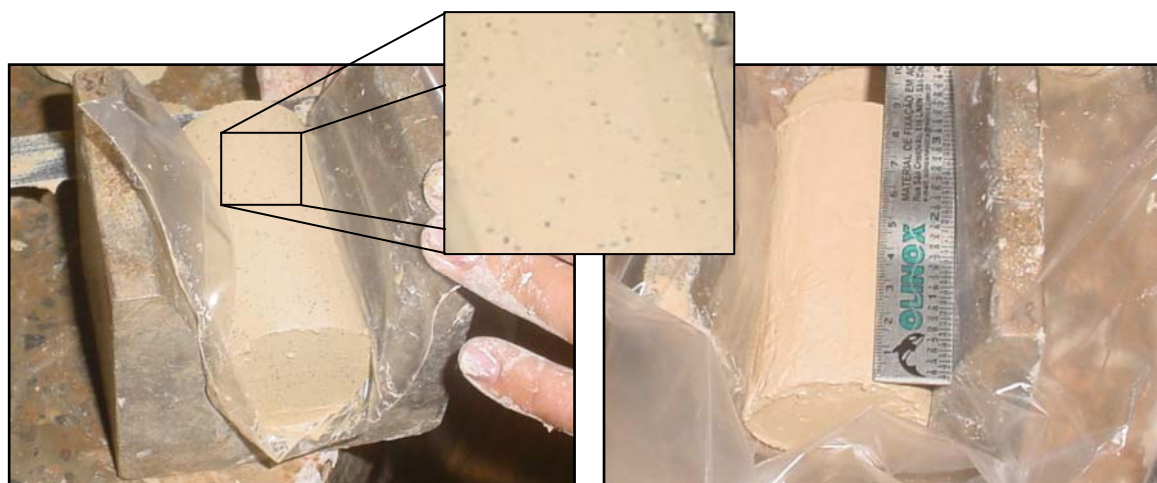


Figura 5.11 – Aspecto dos corpos de prova triaxiais com (esquerda) e sem (direita) marcador.

A Figura 5.12 apresenta os gráficos encontrados para as duas amostras, evidenciando a semelhança das curvas com e sem os marcadores. Esse fato comprova a pequena influência do carvão vegetal no comportamento da argila artificial utilizada. Ainda que esse resultado não possa ser generalizado, será assumido, para efeito das análises desenvolvidas neste trabalho, como condição suficiente para subsidiar o tratamento indistinto em ambas as situações.

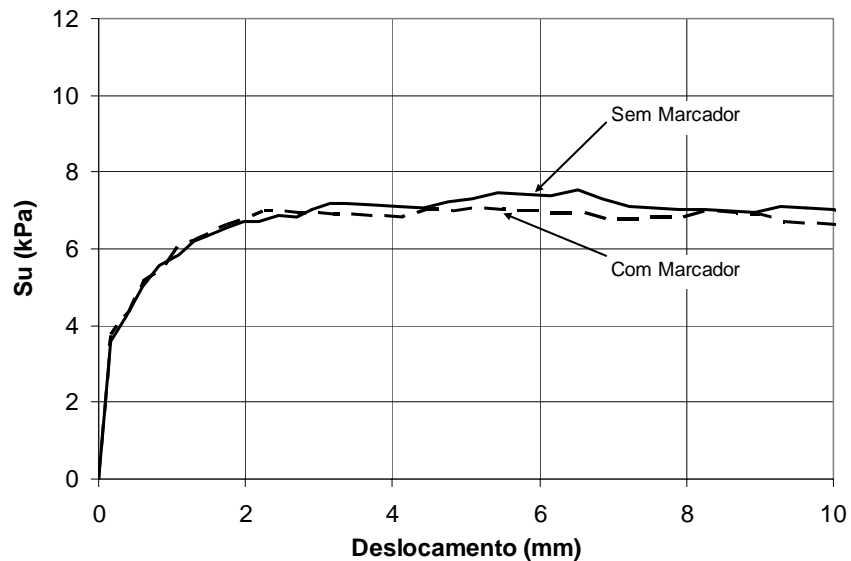


Figura 5.12 – Curvas dos ensaios triaxiais UU para amostras com e sem marcadores.

Após a ruptura, os corpos de prova foram levados à estufa para determinação da umidade, acusando uma média de 91% para a amostra 1 contra 84 % para a amostra dois. Muito embora ligeiramente diferentes, os valores podem ser considerados homogêneos em função das prováveis variações ao longo do próprio corpo de prova.

5.2.2 O SOLO NATURAL

Optou-se também por utilizar o solo natural coletado nas proximidades da região do acidente com o duto PE-II descrito no Capítulo 2. Assim sendo, uma campanha para coleta de cerca de 100 kg de material foi realizada na área da Refinaria Duque de Caxias, na cidade do Rio de Janeiro.

A Figura 5.13 mostra o difícil acesso à região estudada, cuja vegetação predominante é o mangue. Observa-se também a necessidade da utilização de pranchões de madeira para

locomoção em função da baixíssima capacidade de suporte do solo. A mesma Figura 5.13 apresenta uma visão panorâmica do canal por onde passava o duto PE-II, antes do acidente, indo na direção da Baía de Guanabara.



Figura 5.13 – Acesso precário (esquerda) e visão geral (direita) do local de coleta de solo.

A Figura 5.14 mostra a coleta da argila mole, realizada com um trado extrator de amostras deformadas. O solo foi retirado de três furos, mantendo-se uma distância máxima de 1 m entre eles. O material extraído foi acondicionado em sacos plásticos até a chegada no Laboratório de Geotecnia onde foi guardado em vasilhames plásticos dentro da Câmara Úmida.

Em função do escopo de estudo desse trabalho estar focado nas argilas muito moles de regiões *onshore*, teria sido mais apropriado que o material fosse coletado dentro do braço de rio, ao invés de na sua margem. No entanto, a logística necessária a esse tipo de operação não justificaria a diferença no comportamento uma vez que todo o solo seria amolgado e teria sua umidade aumentada. Mesmo assim, visando minimizar efeitos de crosta, o primeiro meio-metro amostrado foi desprezado, tendo sido retirado material até cerca de 1,5 m de profundidade.

O material coletado é uma argila marinha orgânica muito mole, plástica e de coloração cinza escura. A Figura 5.15 apresenta a curva granulométrica dos três furos realizados confirmando o grande teor argiloso da amostra com mais de 95% do material passando na peneira #200.

A Tabela 5.8 resume os parâmetros obtidos durante os ensaios de caracterização. Conforme se pode observar, o material em estudo apresenta um limite de liquidez bastante

elevado, e uma umidade natural, em média, cerca de 15 % acima desse limite, justificando sua consistência muito mole. Os valores encontrados se enquadram bem com os obtidos por ALMEIDA et al (2001) para o mesmo solo, apresentados na Tabela 5.9.



Figura 5.14 – Processo de coleta das amostras de argila mole.

Tabela 5.8 – Parâmetros obtidos para a argila orgânica natural.

AMOSTRA	w	w _L	w _P	I _P
Furo 1	195%	174,4%	66,1%	107,9%
Furo 2	170%	154,4%	54,2%	100,2%
Furo 3	182%	147,0%	68,5%	78,5%
Média	182%	158,6%	62,9%	95,5%

Tabela 5.9 - Parâmetros encontrados para a argila orgânica natural (ALMEIDA et al, 2001).

PARÂMETRO	VALOR
w _P	50%
w _L	140% – 180%
I _P	90% – 120%
w	150% – 200%
e	3,6 – 4,5
c _C / (1 + e ₀)	0,36
OCR	1,3

ALMEIDA E MARQUES (2002) em sua descrição da argila de Sarapuú, em região muito próxima e de características muito similares à argila natural em estudo, relatam valores para densidade real dos grãos entre 2,49 e 2,68 e peso específico natural entre 12,5 e 14,5

kN/m^3 . Quanto aos parâmetros de compressibilidade, os autores relatam valores de coeficiente de adensamento c_v normalmente adensado entre 5×10^{-9} e $3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, valores de c_c entre 1,3 e 3,2 e valores de c_s entre 0,16 e 0,38.

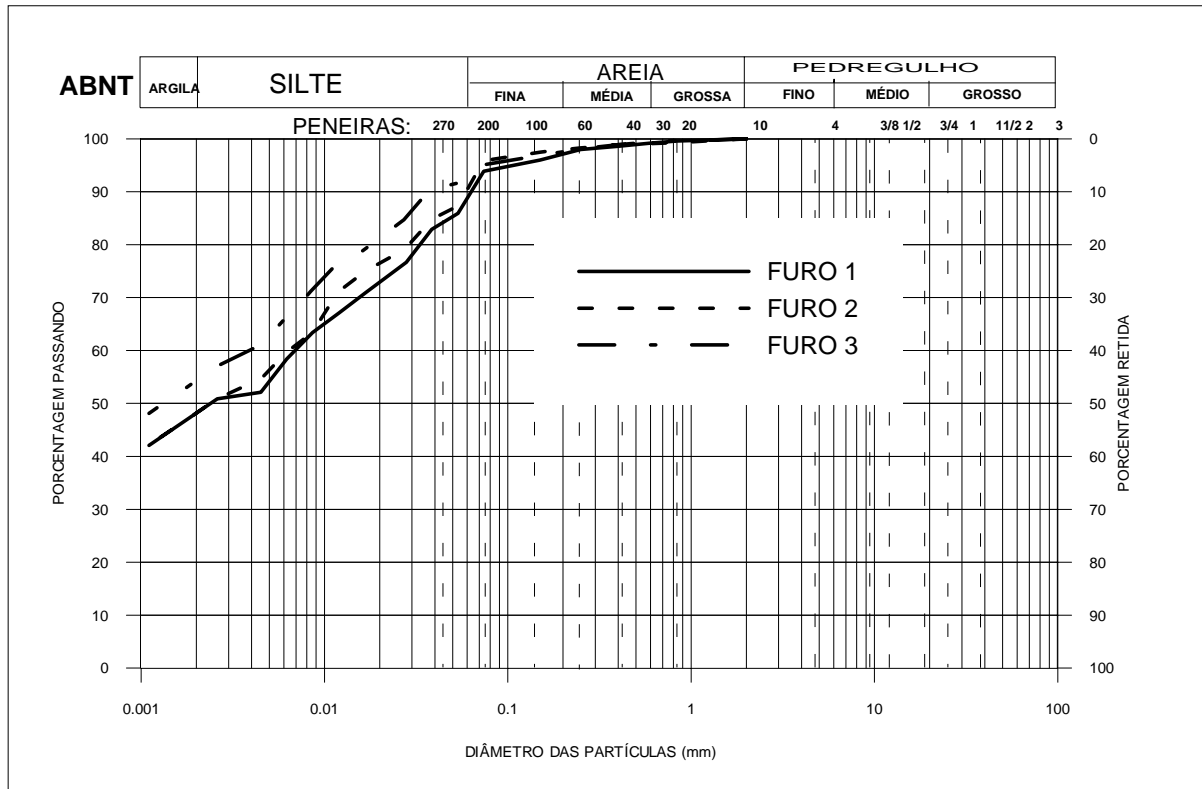


Figura 5.15 – Curva granulométrica da argila orgânica coletada.

ALMEIDA (1982) estudou o comportamento não-drenado da argila cinza orgânica do Rio de Janeiro usando as teorias do estado crítico. Utilizando ensaios realizados por outros autores, ALMEIDA (1982) obteve parâmetros para argilas da mesma região que o solo objeto de estudo do presente trabalho. A Tabela 5.10 apresenta os valores obtidos pelo autor e adotados para as análises apresentadas adiante.

Tabela 5.10 - Parâmetros de estado crítico encontrados. (ALMEIDA, 1982).

M	λ	e_{cs}
1,14	0,9	5,8

5.3 APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS CENTRÍFUGOS

5.3.1 ENSAIOS SEM SOLO

Inicialmente, foram realizados dois ensaios de referência, sem adição de solo, mantendo-se a caixa de amostras preenchida somente com água, até o nível previsto de utilização. Esse procedimento visou estabelecer a exata variação na leitura da célula de carga vertical quando da atuação vertical do duto em decorrência da pequena variação do campo inercial.

Na realidade, como o campo inercial gerado pela centrífuga varia com a distância ao centro de rotação, à medida que o duto é movimentado, seu “peso” aumenta, gerando uma leitura maior na célula de carga vertical. Por outro lado, quando o duto e a haste de suporte entram na água, acontece um alívio de peso em função do empuxo hidrostático gerado. Esse alívio depende do formato do duto e do peso específico do seu material componente. A combinação dos dois efeitos descritos afeta diretamente a leitura da célula de carga e precisa ser avaliada antes do início dos ensaios com solo.

A Equação (5.1) apresenta uma forma simplificada de calcular a variação de peso ao longo da atuação quando o duto está submerso. Neste cálculo, levou-se em consideração a influência da variação do peso submerso do duto e da haste ao longo do campo inercial, bem como a influência da contínua troca do peso total de parte da haste pelo seu peso submerso à medida que vai penetrando na água, ao longo da atuação.

$$R = P \cdot N \cdot g - \frac{\pi \cdot D^2}{4} L \cdot N_1 \cdot g \cdot \gamma_a - \frac{\pi \cdot D_h^2}{4} \cdot \Delta L \cdot N_2 \cdot g \cdot \gamma_a \quad (5.1)$$

Onde R é a resultante, P é o peso, L é o comprimento e D é o diâmetro do duto, ΔL é o comprimento introduzido na água e D_h o diâmetro da haste, g é a gravidade e N_1 é o número de gravidades geradas pelo campo inercial à altura do centro do duto, e N_2 à altura da haste.

Muito embora os valores teóricos, resultantes da Equação (5.1), estejam bastante próximos aos valores medidos, experiências anteriores relatadas em OLIVEIRA (2002) mostram a dificuldade em se considerar todas as variáveis envolvidas no processo, aconselhando a utilização da curva medida ao invés da teórica.

A Figura 5.16 apresenta os valores medidos de variação de leitura na célula de carga vertical tanto na penetração quanto no arrancamento. Conforme se pode observar nos gráficos, os efeitos de aumento no campo inercial e empuxo hidrostático praticamente se anulam, resultando em uma variação de força desprezível. Assim sendo, em 30 mm de penetração, equivalente a dois diâmetros do duto, a variação média é de 0,1 N, i.e., menos de 1% da resistência do solo encontrada nessa situação.

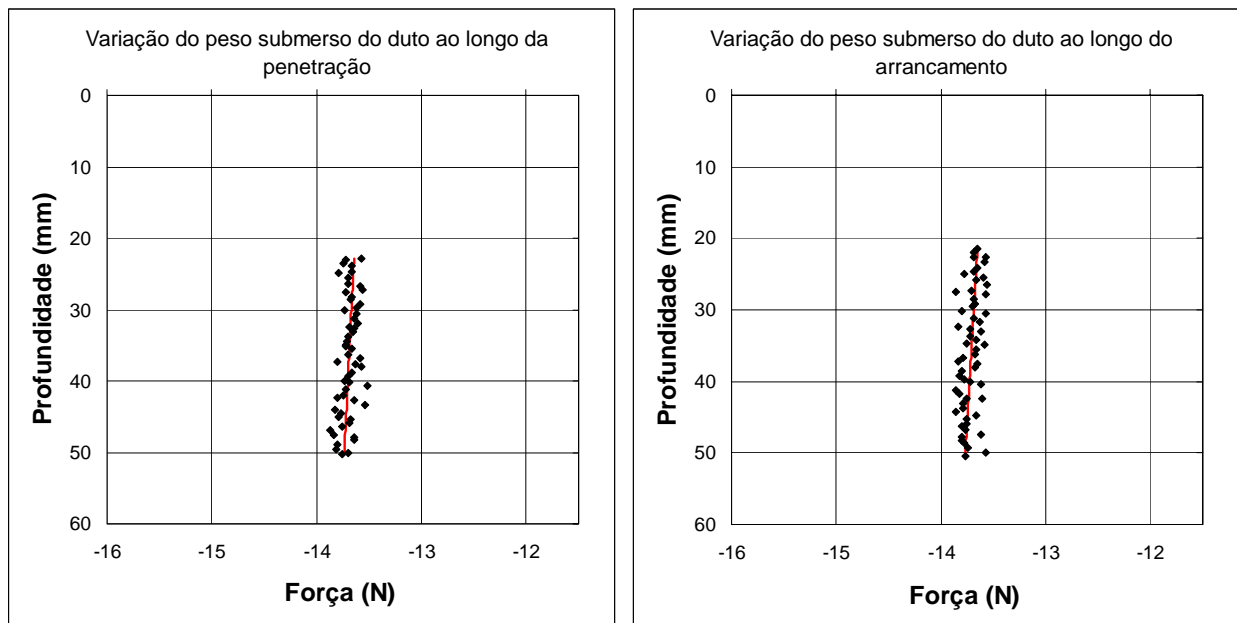


Figura 5.16 – Variações no peso submerso durante penetração e arrancamento em água.

5.3.2 ENSAIOS COM O SOLO ARTIFICIAL

Foram realizados 11 ensaios considerados bem-sucedidos com o solo artificial composto por 80% de caulim e 20% de bentonita. Para esse conjunto de ensaios procurou-se variar apenas a relação H/D, mantendo-se todas as outras variáveis constantes.

Conforme dito anteriormente, os ensaios foram divididos em duas fases: uma de adensamento do solo e outra de atuação do duto no solo. A Tabela 5.11 apresenta as principais informações dessas duas fases. O nível do campo inercial gerado na rotação é especificado segundo dois referenciais: nível g nominal e nível g efetivo, conforme estabelecido anteriormente. A denominação nominal toma como referência o fundo do canal de amostras, a exatos 500 mm do centro de rotação, enquanto a denominação efetivo adota o critério proposto por SCHOFIELD (1980). A demonstração do referido efeito já foi abordada em detalhes no item 3.4.2.

Tabela 5.11 – Informações sobre as fases dos ensaios.

FASE	DESCRIÇÃO	DURAÇÃO	NIVEL g (Nominal)	NIVEL g (Efetivo)
1	Adensamento	10 h	100	85
2	Atuação	2 h	37	30

Cabe nesse momento um relato sucinto da cadência de eventos, para uma posterior pormenorização de cada etapa. Na Fase 1, inicialmente a centrífuga é acelerada ainda vazia até atingir 5 g (nominal), quando então a lama de argila é colocada lentamente na caixa de amostras através da união rotativa. Em seguida, o equipamento é acelerado até 10 g (nominal) para colocação da camada de água que cobre a amostra, após o que tem sua rotação aumentada até 100 g (nominal).

A partir desse momento, o equipamento permanece em vôo a 100 g (nominal) por 10 horas após as quais vai sendo desacelerado até a parada total. A necessidade de retornar ao repouso advém da grande precisão e pequena capacidade apresentada pela célula de carga.

Na realidade, por ser a argila mole um material de baixa resistência, torna-se imprescindível a adoção de um instrumento de grande precisão ($\pm 0,1$ N), e conseqüentemente de baixa capacidade de carga total (50 N). Dessa forma, a célula utilizada não suporta o peso do duto e da haste em um campo inercial de 100 g (nominal), uma vez que, a essa aceleração, o conjunto passa a pesar aproximadamente 70 N. Sendo assim, o duto foi colocado apenas na Fase 2, quando o campo inercial é bem inferior ao da fase 1, i.e., 30 g (efetivo).

Após a colocação do duto, no mais breve espaço de tempo possível, tem início a fase 2 onde a centrífuga é acelerada até atingir 30 g (efetivo), que é a valor final de realização do ensaio. Quando atinge esse patamar, o equipamento permanece em rotação por cerca de 30 min para estabilização de poro-pressões. Começa então a atuação vertical, quando duto é posicionado na camada de solo segundo uma razão de enterramento (H/D) pré-estabelecida, seguida de um outro intervalo de estabilização de poro-pressões de 30 min. No Anexo II encontram-se as curvas de relaxação da força vertical medida ao longo do tempo. Finalmente ocorre a atuação angular, materializada no arraste lateral do duto, objetivo maior de toda a preparação apresentada anteriormente.

A Tabela 5.12 resume os principais parâmetros de controle dos ensaios com o solo artificial, i.e., data de execução, umidade e altura iniciais da lama de argila, altura final da argila adensada, peso de solo introduzido na união rotativa e razão de enterramento (H / D).

Tabela 5.12 – Principais parâmetros de controle dos ensaios centrífugos com solo artificial.

Ensaio	Data	W Inicial	h Inicial	h Final	P Solo	H / D
E01	29-07-03	197 %	-	7,4 cm	6.075 g	40 %
E02	31-07-03	204 %	-	6,7 cm	6.074 g	83 %
E03	14-08-03	202 %	-	6,6 cm	6.116 g	118 %
E04	29-08-03	202 %	-	6,7 cm	6.077 g	43 %
E05	03-09-03	200 %	-	7,1 cm	-	175 %
E06	18-09-03	205 %	-	5,8 cm	6.074 g	70 %
E07	25-09-03	212 %	-	5,6 cm	6.075 g	56 %
E08	30-10-03	194 %	8,5 cm	5,9 cm	6.115 g	70 %
E09	04-11-03	208 %	8,5 cm	5,6 cm	6.083 g	181 %
E10	18-11-03	198 %	8,4 cm	6,6 cm	6.098 g	201 %
E13	11-12-03	211 %	8,5 cm	6,7 cm	6.076 g	95 %

Conforme se pode observar, a umidade inicial dos ensaios teve valor médio 203 % \pm 6%, mostrando uma pequena oscilação em torno do valor pretendido de 200%. O peso da lama introduzida na centrífuga teve média de 6.086 g com baixíssimo desvio padrão, inferior a 0,3%, assim como a altura inicial de lama, que também apresentou um valor praticamente constante de 8,5 cm. No entanto, o valor final da altura da camada adensada apresentou significativa variação, com média de 6,4 cm e desvio padrão de 9,5%.

Não se apresenta uma justificativa convincente para essas variações na altura da camada de solo. Uma das possíveis explicações levantadas se refere à possibilidade de fuga de material através do geotêxtil BIDIM OP-20 que foi utilizado ao longo dos ensaios com solo artificial, o que justificaria a redução da altura final da camada adensada. Dessa forma, para a bateria de ensaios com solo natural foi adotado um novo arranjo, com uma camada de papel filtro qualitativo envolvendo um geotêxtil mais espesso (BIDIM OP-60), conforme descrito anteriormente no item 3.2.8.

As razões de enterramento apresentaram pequenas oscilações, em relação ao valor desejado, em função das variações nas alturas finais das camadas de adensamento. No entanto, essas pequenas mudanças não provocaram qualquer transtorno em relação aos resultados inicialmente pretendidos.

5.3.3 ENSAIOS COM O SOLO NATURAL

Foram realizados 8 ensaios considerados bem-sucedidos com o solo natural coletado da área da Refinaria Duque de Caxias no Rio de Janeiro. Da mesma forma que no solo artificial, para esses ensaios procurou-se variar apenas a relação H/D, mantendo-se todas as outras variáveis constantes.

As informações referentes às fases de adensamento e de atuação são as mesmas do solo artificial e estão resumidas na Tabela 5.11. A cadência de eventos do ensaio é exatamente a mesma descrita no item 5.3.2, à exceção do tempo de espera de estabilização de poropressões entre a atuação vertical e a atuação angular, que é de 30 min para o solo artificial e foi reduzido para 15 min no solo natural. Essa alteração encontra respaldo no fato do coeficiente de adensamento do material natural ser maior que o do material artificial, promovendo uma dissipação mais rápida.

A Tabela 5.13 resume os principais parâmetros de controle dos ensaios com o solo natural, i.e., data de execução, umidade e altura iniciais da lama de argila, altura final da argila adensada, peso de solo introduzido na união rotativa e razão de enterramento (H / D).

Tabela 5.13 – Principais parâmetros de controle dos ensaios centrífugos com solo natural.

Ensaio	Data	W Inicial	h Inicial	h Final	P Solo	H / D
R01	04-02-04	331 %	10,2 cm	7,1 cm	6.856 g	38 %
R02	11-02-04	332 %	10,2 cm	7,1 cm	6.864 g	155 %
R03	01-03-04	348 %	-	-	6.869 g	124 %
R04	11-03-04	319 %	-	7,0 cm	6.869 g	81 %
R05	17-03-04	315 %	10,4 cm	7,3 cm	6.872 g	-
R06	22-03-04	315 %	10,4 cm	7,1 cm	6.870 g	27 %
R07	29-03-04	-	11,0 cm	7,3 cm	6.877 g	57 %
R08	05-04-04	357 %	11,0 cm	7,0 cm	6.873 g	17 %

A umidade inicial dos ensaios teve valor médio 331 % \pm 5%, mostrando uma pequena oscilação em torno do valor pretendido de 325%. O peso da lama introduzida na centrífuga teve média de 6.869 g, com baixíssimo desvio padrão – inferior a 0,1% – enquanto a altura inicial de lama apresentou um valor médio de 10,5 cm \pm 3%. Para este solo, o valor final da altura da camada adensada apresentou pequena variação, com média de 7,1 cm e desvio padrão de 2%. Essa variação é bem inferior aos quase 10% apresentados pelo solo artificial, denotando um comportamento mais previsível do solo natural.

5.4 ENSAIOS CENTRÍFUGOS – FASE DE ADENSAMENTO

5.4.1 RESULTADOS COM O SOLO ARTIFICIAL

Conforme relatado anteriormente, a fase 1 – adensamento – se compõe de um período de 10 h de vôo a uma aceleração inercial de 100 g (nominal). Essas condições representam uma redução efetiva de 7.225 vezes no tempo de adensamento, equivalendo a um período em protótipo de 8,4 anos, aproximadamente.

As Figura 5.17 e Figura 5.18 mostram uma visão geral de todas as curvas de adensamento obtidas a partir do transdutor de poro-pressão mais próximo ao fundo da caixa, i.e., a 470 mm do centro de rotação da centrífuga. Os dados foram separados em dois gráficos para possibilitar uma melhor observação dos resultados, tendo sido agrupados segundo uma tendência de comportamento a ser comentada adiante.

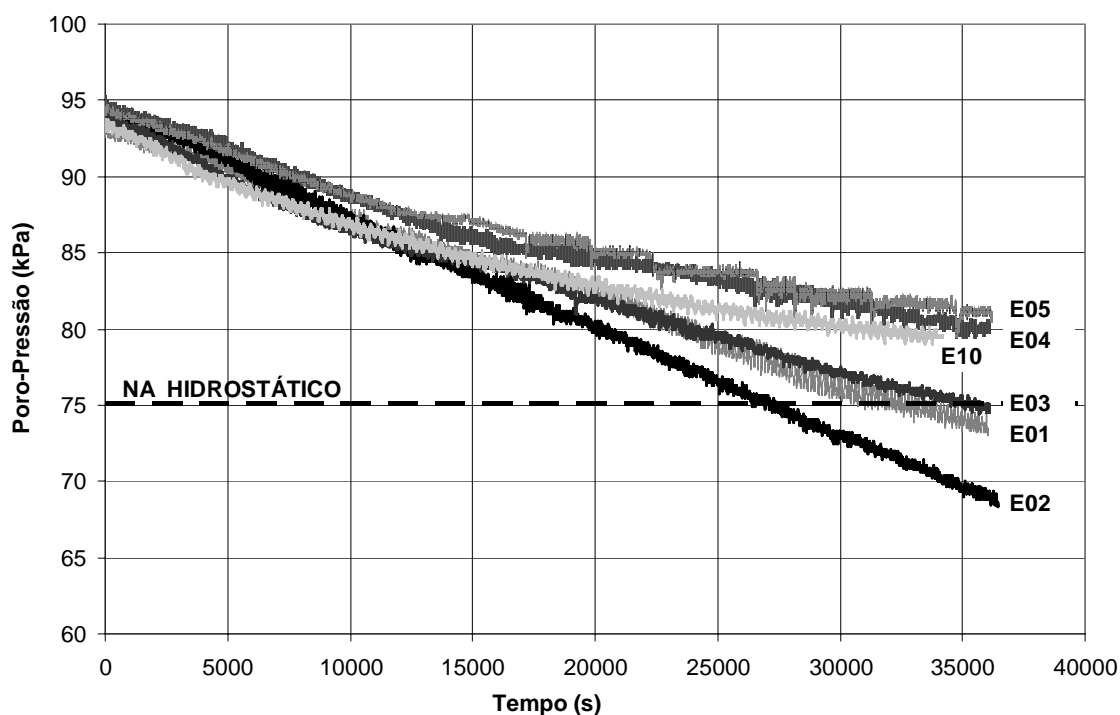


Figura 5.17 – Grupo 1 de curvas de adensamento para as amostras de solo artificial.

Conforme se pode observar, existe uma considerável variabilidade na dissipação das poro-pressões ao longo do tempo. Esse comportamento fica claro ao se comparar as poro-

pressões iniciais médias das curvas de 94,3 kPa \pm 1%, com as poro-pressões finais médias de 75,7 kPa \pm 5%, i.e., variando entre 70 e 80 kPa.

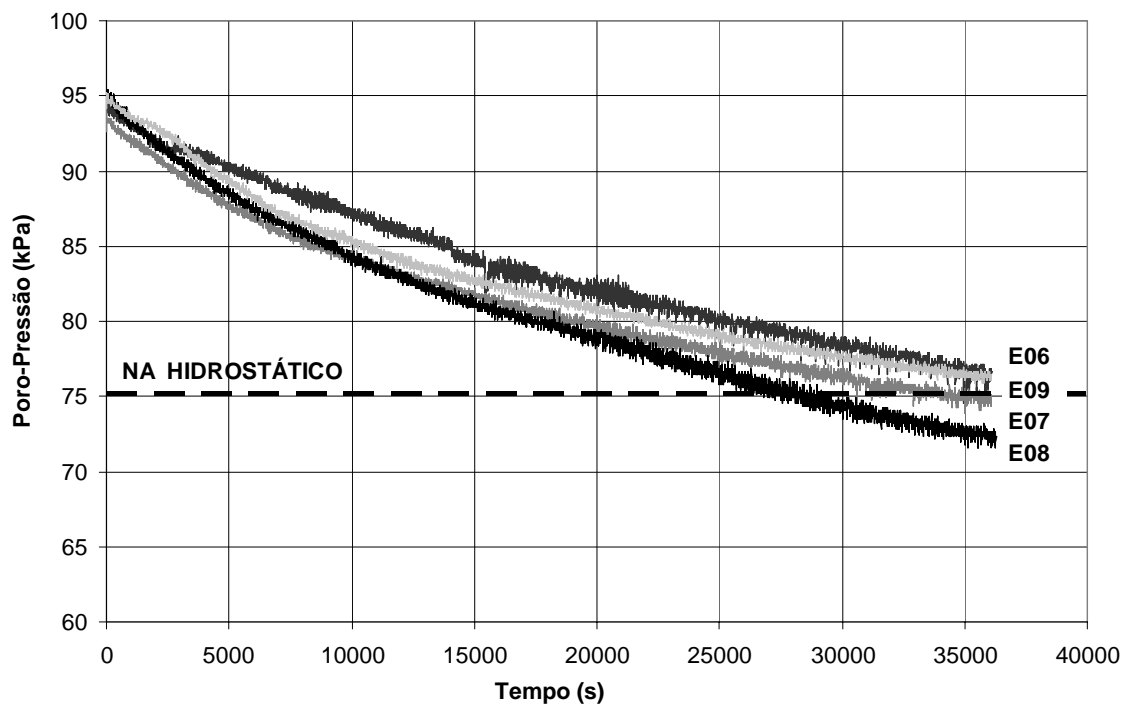


Figura 5.18 - Grupo 2 de curvas de adensamento para as amostras de solo artificial.

Além das variações apontadas em termos de poro-pressão e espessura de camada, nota-se também que as dissipações E01, E02 e E03, na Figura 5.17, apresentam curvaturas de muito pequenas a nulas. As causas para esse fato não estão muito claras, no entanto, a sua ocorrência pode indicar a existência de algum problema durante o processo tal como vazamento ou evaporação. Essa hipótese fica reforçada pelo valor do nível hidrostático inicial que deveria ser a referência mínima dessas curvas.

A Tabela 5.14 apresenta uma comparação entre a espessura final da camada de argila e o valor final da poro-pressão medida pelo transdutor instalado próximo ao fundo da caixa. O comportamento esperado relaciona o valor final da espessura da camada de argila diretamente com o valor final da poro-pressão, i.e., quanto maior for o grau de adensamento, menor será a espessura da camada de argila e menor será o valor final da poro-pressão.

Abandonando os valores referentes aos ensaios E01 e E02, por estarem muito fora da nuvem principal de pontos, traçou-se um gráfico relacionando a espessura final da amostra

com o valor final da poro-pressão, apresentado na Figura 5.19. Na figura, os pontos cheios representam os ensaios considerados e os pontos vazios representam os ensaios desconsiderados. Muito embora o ajuste linear adotado apresente uma trajetória de tendência nitidamente crescente, mostrando, portanto, coerência com o esperado, observa-se um baixo índice de correlação para pautar quaisquer conclusões.

Tabela 5.14 – Valores de espessura de camada e poro-pressão medidos.

Ensaio	Espessura Final	Poro-pressão Inicial	Poro-pressão Final
E01	74 mm	92,82 kPa	73,34 kPa
E02	67 mm	94,21 kPa	68,30 kPa
E03	66 mm	94,73 kPa	74,91 kPa
E04	67 mm	94,91 kPa	79,78 kPa
E05	71 mm	94,56 kPa	81,14 kPa
E06	58 mm	93,86 kPa	76,65 kPa
E07	56 mm	94,21 kPa	74,73 kPa
E08	59 mm	95,43 kPa	72,30 kPa
E09	56 mm	95,08 kPa	76,44 kPa
E10	66 mm	93,69 kPa	79,40 kPa
Média	64 mm	94,3 kPa	76,0 kPa

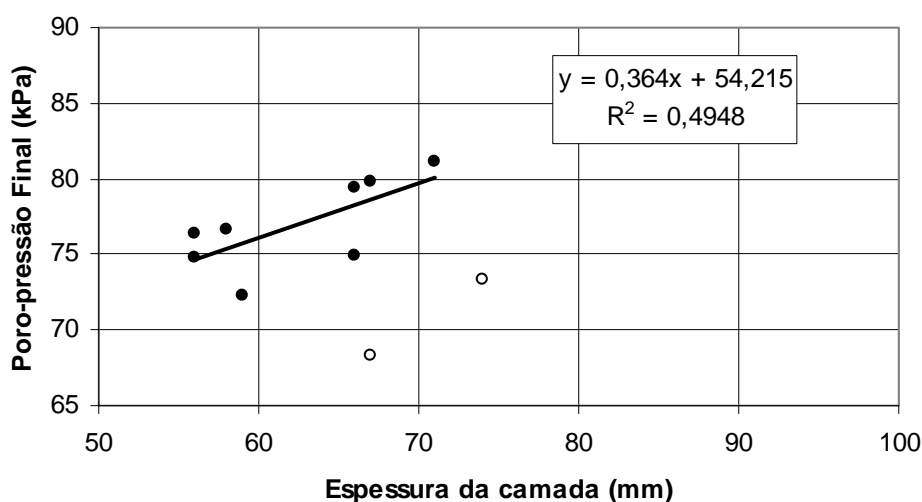


Figura 5.19 – Correlação entre a espessura final da camada de argila e o valor final da poro-pressão.

Os procedimentos descritos no item 3.4 – Adensamento do solo por sedimentação – foram implementados em algoritmo de forma a permitir uma comparação entre valores teóricos e medidos. Para essas análises, foram admitidos os parâmetros apresentados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Parâmetros considerados para cálculos.

Parâmetro	Valor
Nível g	85
Densidade real dos Grãos (G_s)	2,62
Umidade Inicial (w_i)	197% a 212%
Peso Específico Água (γ_w)	9,81 kN/m ³
Peso Específico Inicial do Solo (γ_i)	12,4 kN/m ³
Limite de Liquidez (w_L)	92,5%
Gradiente de resistência (k)	0,7 kPa/m
Coefficiente de adensamento (c_v)	1,1 x10 ⁻⁸ m ² /s
Índice de compressão (c_c)	3,5

Arbitrou-se uma espessura final adensada teórica para a camada de argila de 42 mm, o que forneceu uma altura inicial teórica de lama de 86 mm, i.e., muito próximo do valor medido de 85 mm. Após 10 h de centrifugação a 100 g (nominal), calculou-se que cerca de 52% do adensamento tenha se processado em média, produzindo uma camada intermediária teórica de espessura 63 mm. Novamente, esse valor se encontra bastante próximo da média dos valores medidos em cada teste, i.e. 64 mm, (Tabela 5.14) muito embora haja variações entre 74 mm e 56 mm.

Na Figura 5.20, Figura 5.21, Figura 5.22 e Figura 5.23 estão apresentadas algumas comparações para os ensaios E04, E05, E06 e E09, respectivamente, selecionados entre as curvas de adensamento apresentadas anteriormente e suas respectivas previsões obtidas analiticamente.

Apenas os ensaios E04 e E05 mostram um ajuste melhor à curva teórica. Em linhas gerais, os ensaios tendem a apresentar uma dissipação de poro-pressão maior do que a esperada. Certamente este fato está relacionado à existência de uma drenagem bidimensional que não foi considerada. Duas das quatro paredes laterais da caixa são drenantes promovendo um adensamento mais rápido que o adensamento unidimensional considerado.

Em termos das umidades, medidas após o término dos ensaios ao longo da camada consolidada, a Figura 5.24 e Figura 5.25 apresentam os resultados encontrados contra a profundidade em escala de protótipo. Novamente, as amostras foram divididas segundo os mesmos grupos da divisão aplicada nas curvas de adensamento.

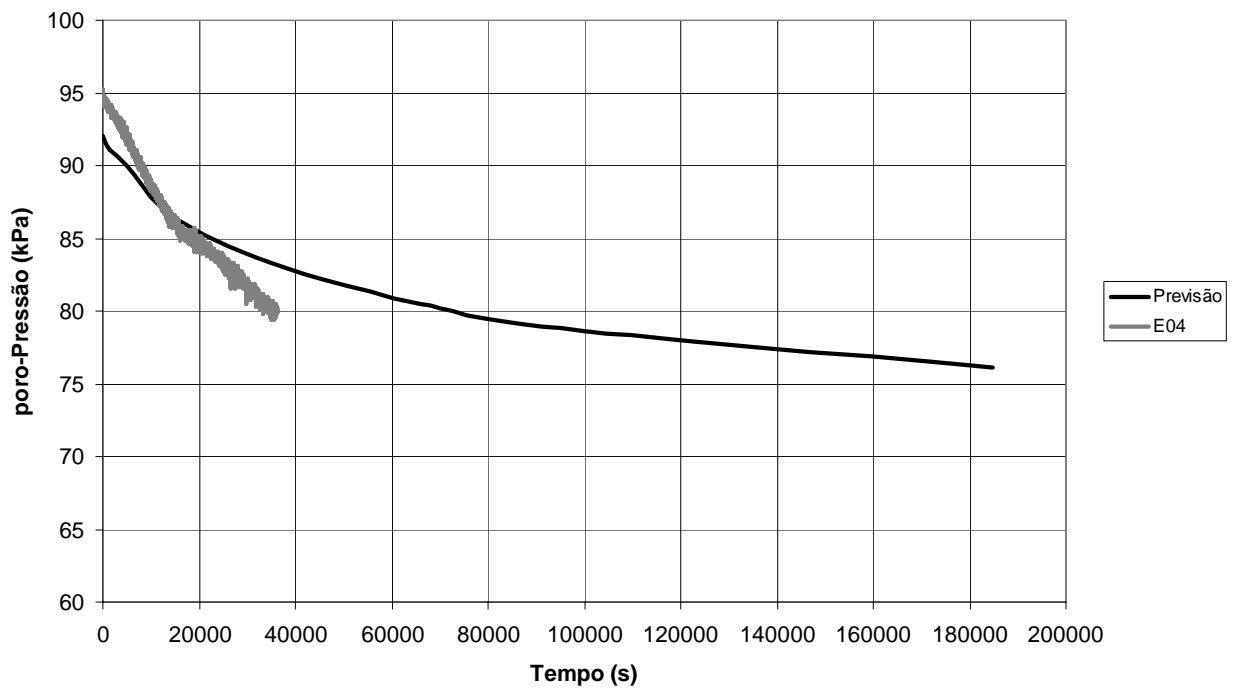


Figura 5.20 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E04.

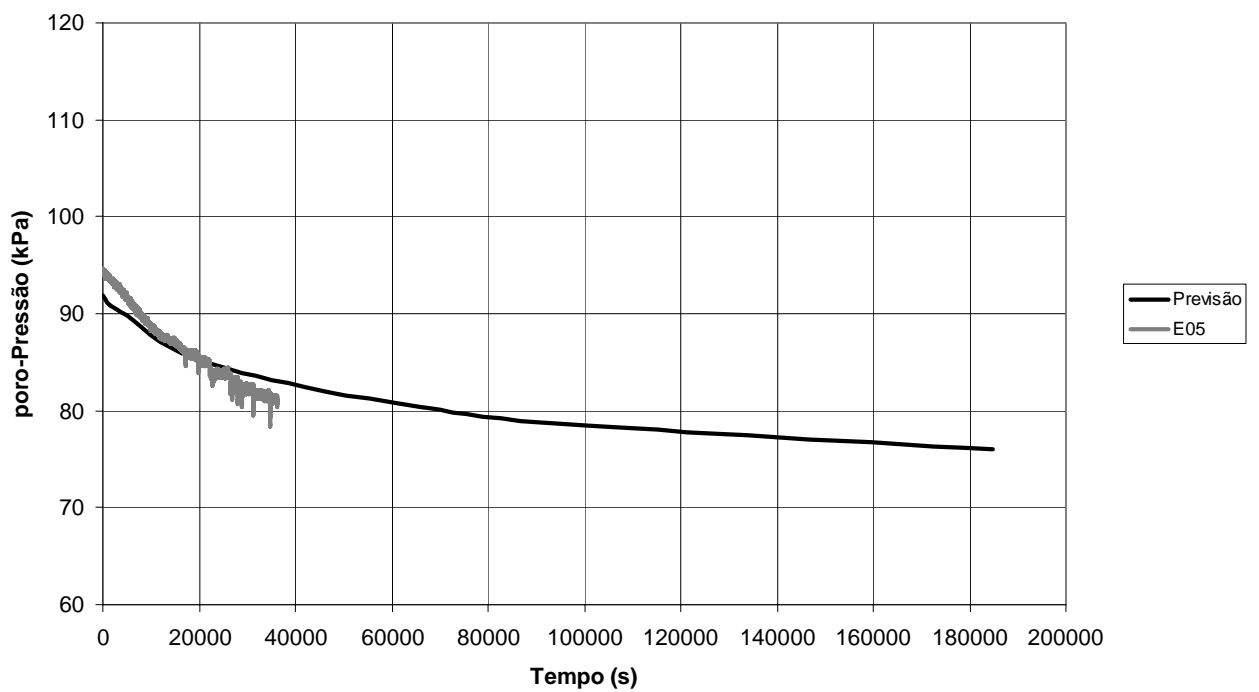


Figura 5.21 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E05.

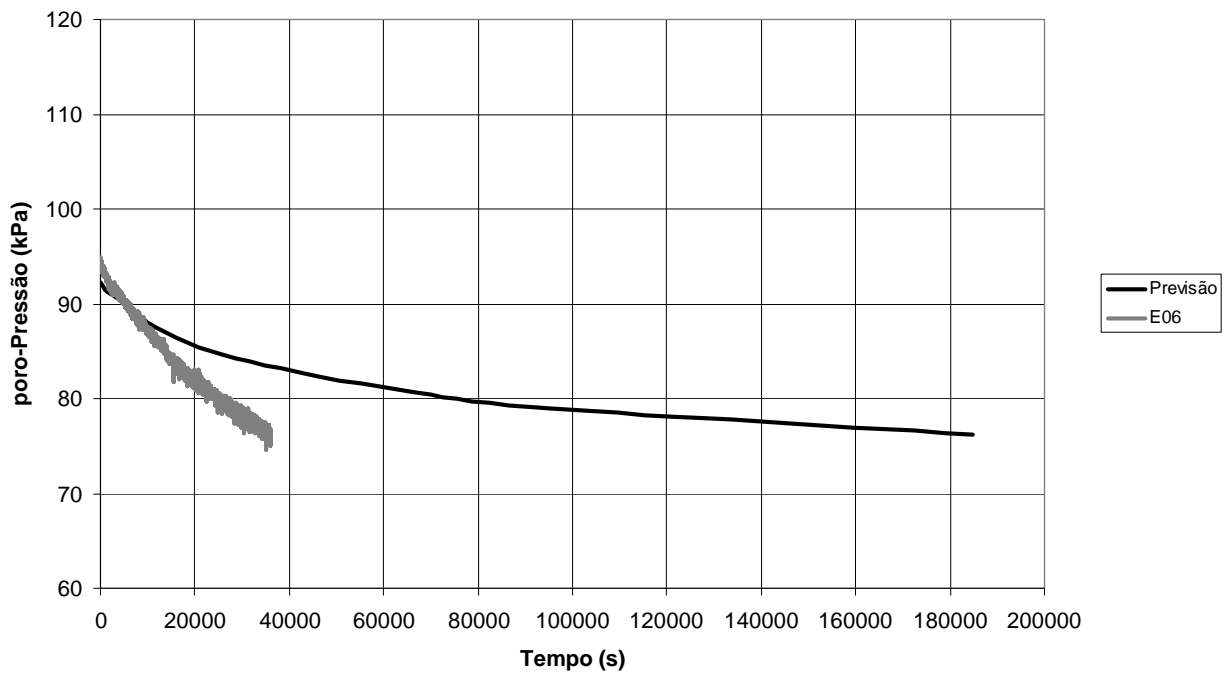


Figura 5.22 - Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E06.

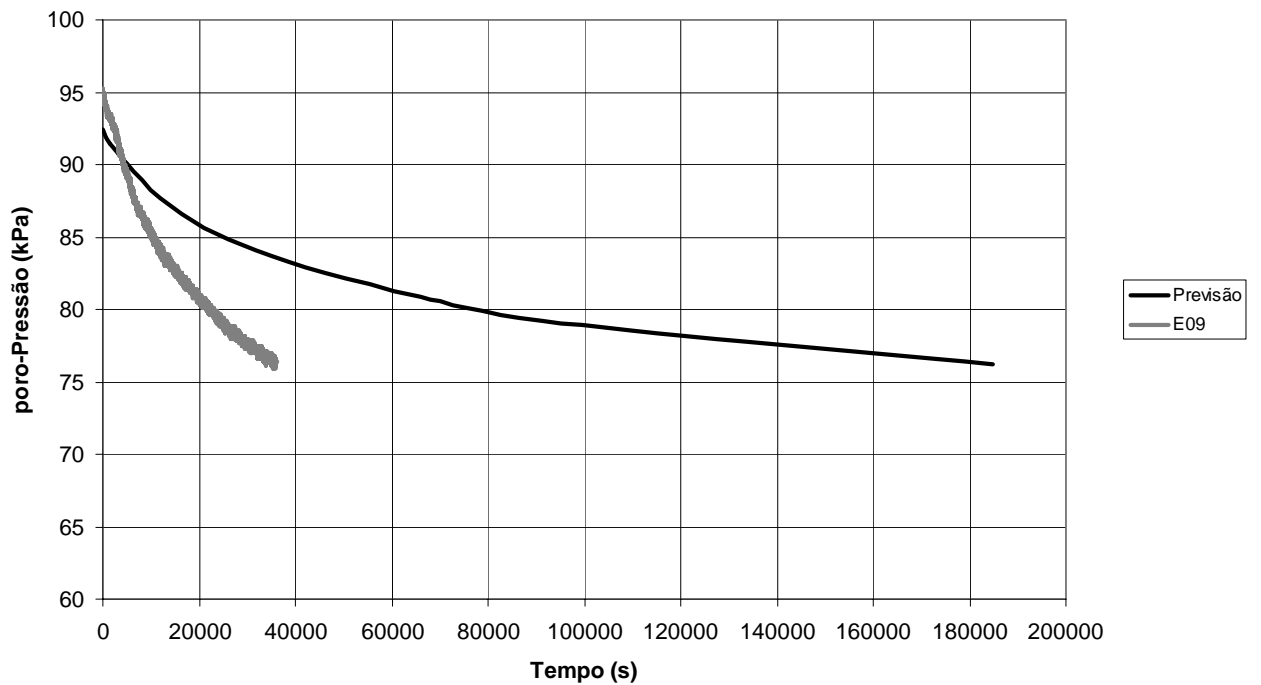


Figura 5.23 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio E09.

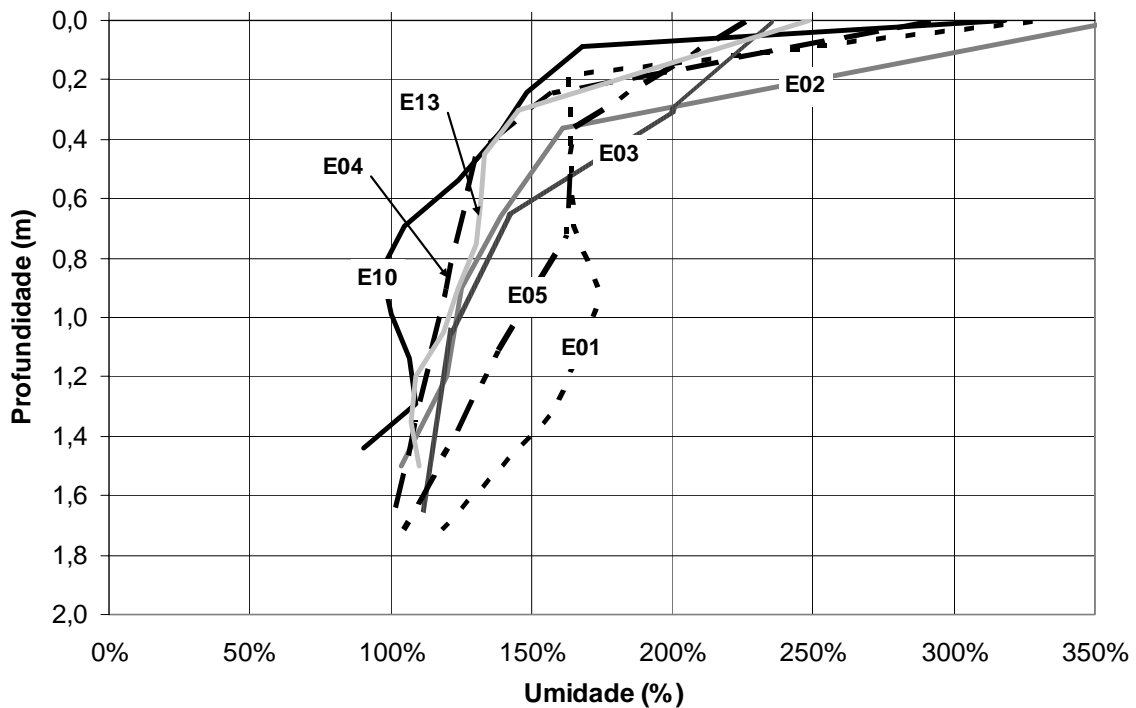


Figura 5.24 - Grupo 1 de perfis de umidade para as amostras de solo artificial.

Pode-se observar que na Figura 5.24 existe uma grande variabilidade de perfis, denotando prováveis condições intermediárias de adensamento. Enquanto a curva do ensaio E01 apresenta uma forma em "S", sugerindo que a parte central da camada ainda se encontra em estágio incipiente de adensamento, outras curvas como a do ensaio E04 mostram uma redução contínua da umidade à medida que a profundidade aumenta.

Já para a Figura 5.25, todos os ensaios apresentados aparentam estar em um estágio adiantado de adensamento, com os perfis também mostrando uma redução contínua da umidade à medida que a profundidade aumenta. Essa variabilidade de comportamentos não apresenta causas claras que possam ser apontadas no momento como explicações plausíveis para esse fenômeno.

O aumento da umidade, nas regiões mais próximas da superfície, para valores acima da umidade original da lama se explica pelo inchamento da camada após a desaceleração da centrífuga.

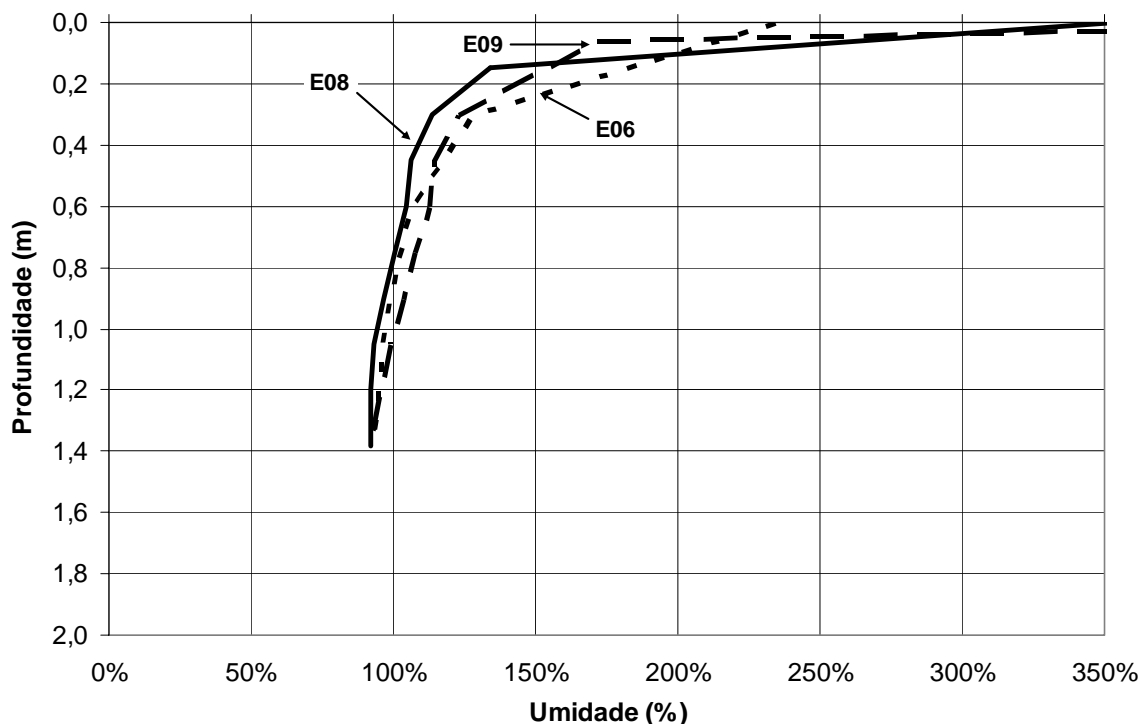


Figura 5.25- Grupo 2 de perfis de umidade para as amostras de solo artificial.

Também através do algoritmo implementado, foi possível realizar previsões para o comportamento da variação da umidade e da resistência não drenada do solo com a profundidade. Inicialmente, calculou-se o perfil de umidade decorrente do processo de adensamento a 100 g (nominal) na fase 1, para em seguida se calcular o inchamento proveniente da desaceleração até a parada total da centrífuga. Já na fase 2, calcularam-se os efeitos da re-aceleração da amostra até 30 g (efetivo) quando, após o tempo de execução do ensaio, novamente se calcula o perfil final com inchamento até a parada total da máquina. As equações utilizadas são descritas nos itens 3.4.5 e 3.4.6.

A Figura 5.26, Figura 5.27, Figura 5.28 e Figura 5.29 mostram os perfis de umidade calculados para os ensaios E01, E04, E05 e E09, respectivamente, tendo sido consideradas as duas fases de procedimento já descritas anteriormente. Também estão inclusos nos gráficos os dados de umidade obtidos experimentalmente segundo os processos relatados no item 3.6. Esses ensaios foram escolhidos por representarem o universo de comportamentos observados nas amostras de solo artificial testadas.

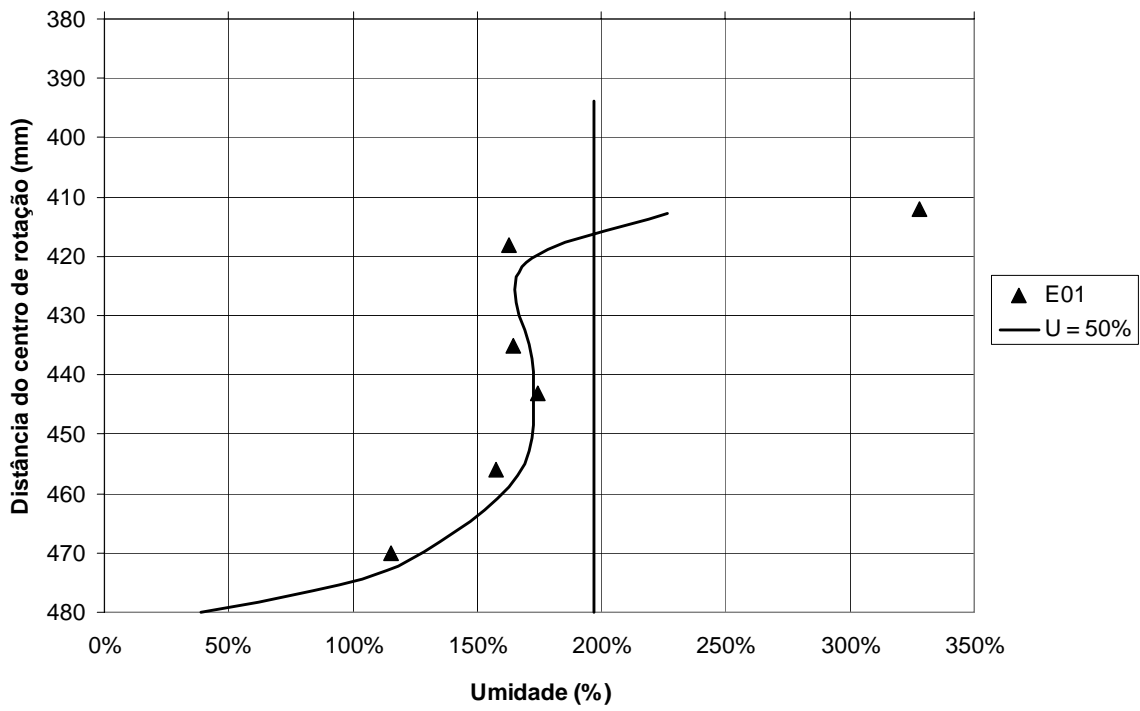


Figura 5.26 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E01.

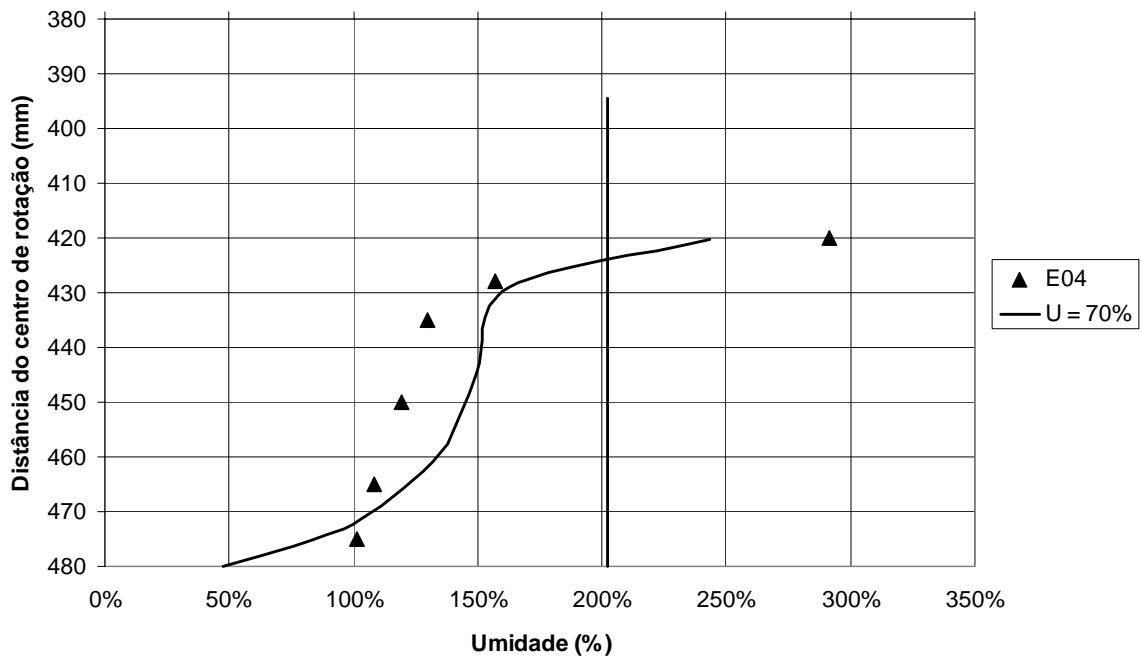


Figura 5.27 – Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E04.

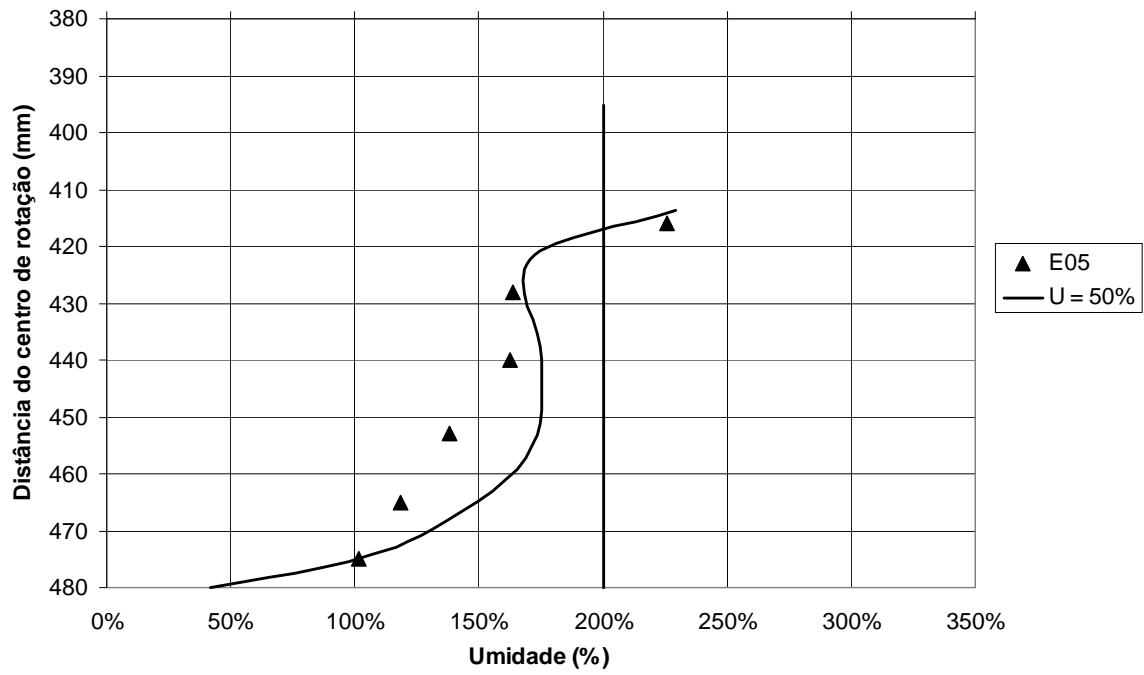


Figura 5.28 - Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E05.

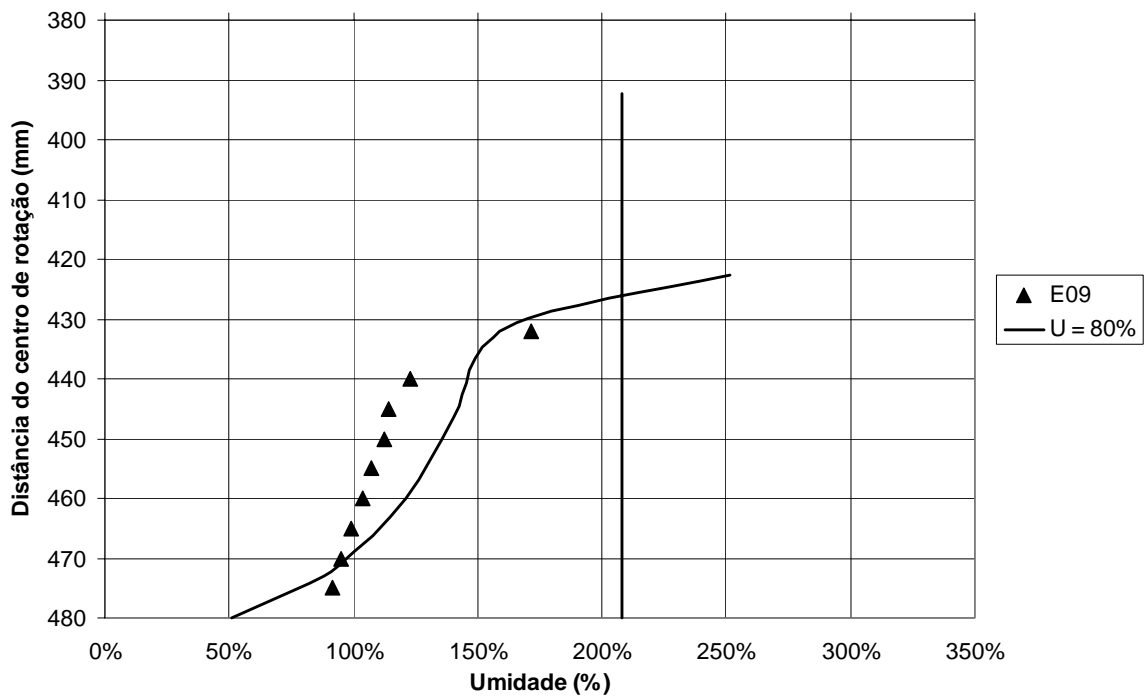


Figura 5.29 – Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio E09.

Enquanto na Figura 5.26 e Figura 5.28 os ensaios E01 e E05 parecem se ajustar melhor a um perfil teórico de umidade relativo a 50 % de adensamento, nas Figura 5.27 e Figura 5.29, referentes aos ensaios E04 e E09, o ajuste tende a ser mais próximo a uma curva relativa a 70 % e 80 % de consolidação.

Pode-se obter os percentuais de adensamento médios para cada ensaio baseado nos valores de espessura de camada medidos ao final dos ensaios em comparação com os valores a tempo zero e infinito calculados. Esses percentuais estão apresentados na Tabela 5.16, juntamente com as estimativas de grau de adensamento por comparação entre os perfis de umidade teórico e medido.

Tabela 5.16 – Grau de adensamento médio, em termos de recalque e por comparação do perfil de umidade, para os ensaios com solo artificial.

Ensaio	%U pelo Recalque	%U pela umidade
E01	26 %	50%
E02	42 %	80%
E03	44 %	80%
E04	42 %	70%
E05	33 %	50%
E06	63 %	80%
E07	67 %	-
E08	60 %	90%
E09	67 %	80%
E10	43 %	90%
E13	42 %	80%

Comparando os valores da Tabela 5.16 com os percentuais apresentados na Figura 5.26 a Figura 5.29, conclui-se que, muito embora os valores não sejam os mesmos, em ambos os casos os ensaios E01 e E05 apresentam graus de adensamento inferiores aos ensaios E04 e E09. Cabe lembrar que para todos os casos o tempo de adensamento foi o mesmo.

Nesse ponto cabe lembrar que as condições de contorno para o adensamento na centrífuga não são totalmente unidirecionais. Conforme já comentado anteriormente, duas das quatro paredes laterais são revestidas com material drenante com o intuito de possibilitar a passagem da água da parte superior para a inferior da caixa de amostras. Assim sendo, existe uma condição bidimensional que pode simular um valor aparentemente maior do coeficiente de adensamento do que o valor real.

Por outro lado, a espessura final da camada consolidada parece ser maior em termos teóricos do que nos valores medidos, denotando uma possível sobre-estimativa dos

parâmetros de compressibilidade. No entanto, nenhum desses aspectos explica as variações encontradas entre os ensaios que, de maneira geral, deveriam apresentar um mesmo grau de adensamento.

5.4.2 RESULTADOS COM O SOLO NATURAL

A Figura 5.30 e Figura 5.31 mostram uma visão geral de todas as curvas de adensamento obtidas a partir do transdutor de poro-pressão mais próximo ao fundo da caixa, i.e., a 470 mm do centro de rotação da centrífuga. Os gráficos foram divididos em dois grupos para melhor visualização do comportamento.

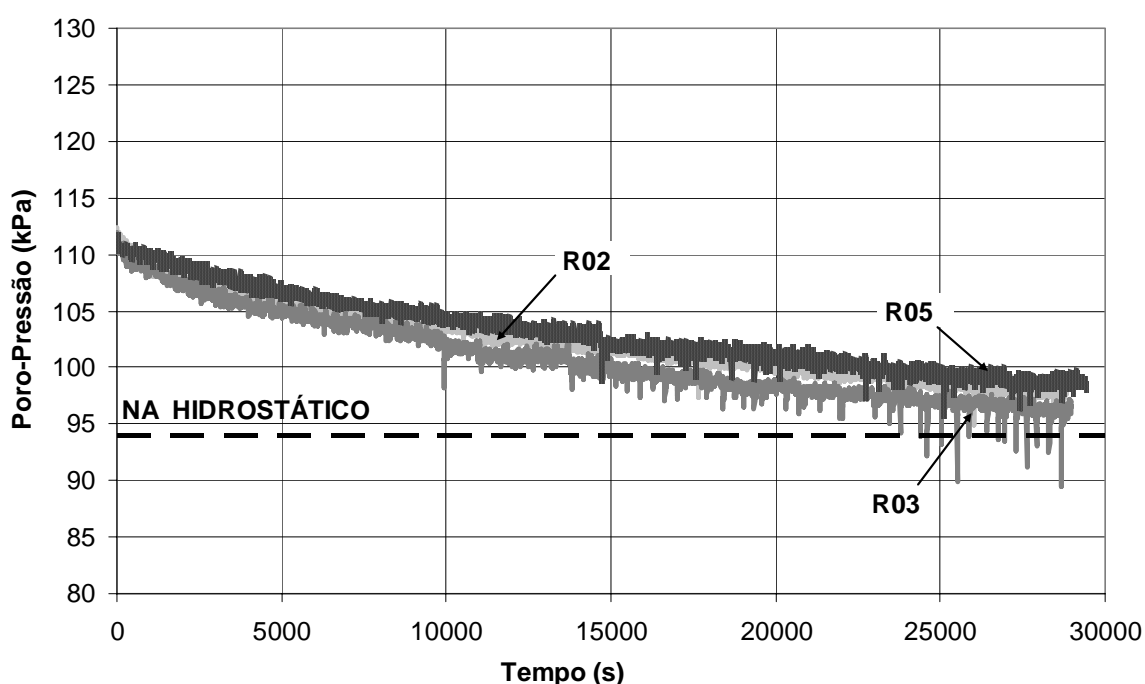


Figura 5.30 – Curvas de adensamento para as amostras de solo natural.

Pode-se observar facilmente que todas as curvas apresentam uma constância bem maior de comportamento do que as curvas referentes ao solo artificial. De maneira geral, os gráficos da Figura 5.30 têm valores praticamente coincidentes, enquanto os gráficos da Figura 5.31 apresentam pequenas variações nitidamente ligadas a causas externas. No caso do Ensaio R01 houve um excesso inicial de poro-pressão e um posterior ajuste até valores finais muito próximos aos das curvas da Figura 5.30. Quanto ao ensaio R07, algum vazamento temporário pode ter provocado a redução da poro-pressão medida quando o procedimento atingiu os 14.000 s. De qualquer forma, a média dos valores iniciais de poro-pressão

medidos é de $111,5 \text{ kPa} \pm 1\%$, enquanto a média dos valores finais de poro-pressão é $96,9 \text{ kPa} \pm 2\%$.

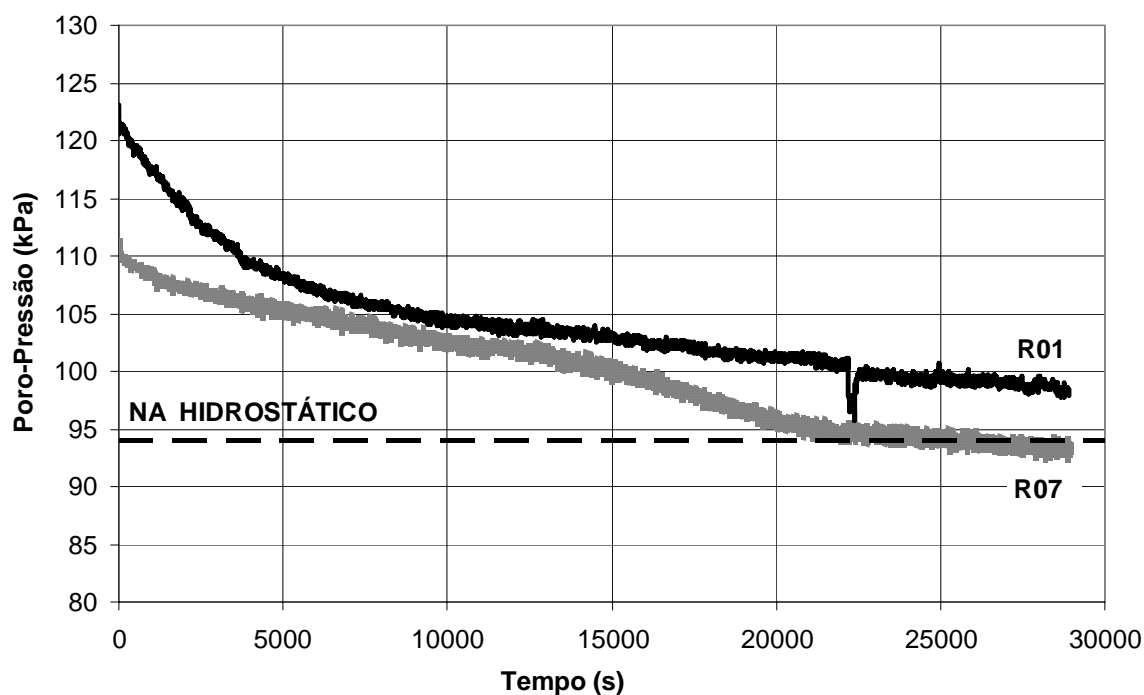


Figura 5.31 – Curvas de adensamento para as amostras de solo natural.

A Tabela 5.17 apresenta uma comparação entre a espessura final da camada de argila e o valor final da poro-pressão medida pelo transdutor instalado próximo ao fundo da caixa. Conforme comentado anteriormente, comportamento esperado relaciona o valor final da espessura da camada de argila diretamente com o valor final da poro-pressão, i.e., quanto maior for o grau de adensamento, menor será a espessura da camada de argila e menor será o valor final da poro-pressão.

O algoritmo de previsão do comportamento das amostras foi utilizado com o intuito de permitir uma comparação entre os valores teóricos e os medidos. Para essas análises, foram admitidos os parâmetros apresentados na Tabela 5.18.

Arbitrou-se uma espessura final adensada teórica para a camada de argila de 63 mm, o que forneceu uma altura inicial teórica de lama de 105 mm, i.e., exatamente a média do valor medido de 105 mm. Após 10 h de centrifugação a 100 g (nominal), calculou-se que em média 82% do adensamento tenha se processado, produzindo uma camada intermediária

teórica de espessura 71 mm. Novamente, esse valor (Tabela 5.17) é exatamente a média dos valores medidos em cada teste, com variações bem pequenas.

Tabela 5.17 – Valores de espessura de camada e poro-pressão medidos.

Ensaio	Espessura Final	Poro-pressão Inicial	Poro-pressão Final
R01	71 mm	123,12 kPa	98,38 kPa
R02	71 mm	112,15 kPa	98,21 kPa
R03	-	110,58 kPa	95,94 kPa
R04	70 mm	-	-
R05	73 mm	111,80 kPa	98,57 kPa
R06	71 mm	-	-
R07	73 mm	111,45 kPa	93,33 kPa
R08	70 mm	-	-
Média	71 mm	113,8 kPa	96,9 kPa

Tabela 5.18 – Parâmetros considerados para cálculos.

Parâmetro	Valor
Nível g	85
Densidade real dos Grãos (G_s)	2,60
Umidade Inicial (w_i)	315% a 348%
Peso Específico Água (γ_w)	9,81 kN/m ³
Peso Específico Inicial do Solo (γ_i)	12,0 kN/m ³
Limite de Liquidez (w_L)	174,4%
Gradiente de resistência (k)	0,9 kPa/m
Coefficiente de adensamento (c_v)	4,8 x 10 ⁻⁸ m ² /s
Índice de compressão (c_c)	4,4

A Figura 5.32, Figura 5.33, Figura 5.34 e Figura 5.35 apresentam algumas comparações entre os ensaios R01, R02, R03 e R07, respectivamente, selecionados entre as curvas de adensamento apresentadas anteriormente e as correspondentes previsões obtidas numericamente. Em linhas gerais, todos os ensaios mostram um ajuste bem melhor à curva teórica do que os ajustes vistos no caso do solo artificial. Nos ensaios R02 e R03 as curvas praticamente são coincidentes, enquanto que nos ensaios R01 e R07 observam-se diferenças no início e no final do período de adensamento.

Em termos das umidades, medidas após o término dos ensaios ao longo da camada consolidada, a Figura 5.36 e Figura 5.37 apresentam os resultados encontrados contra a profundidade em escala de protótipo. As amostras foram divididas em dois gráficos diferentes para facilitar a visualização.

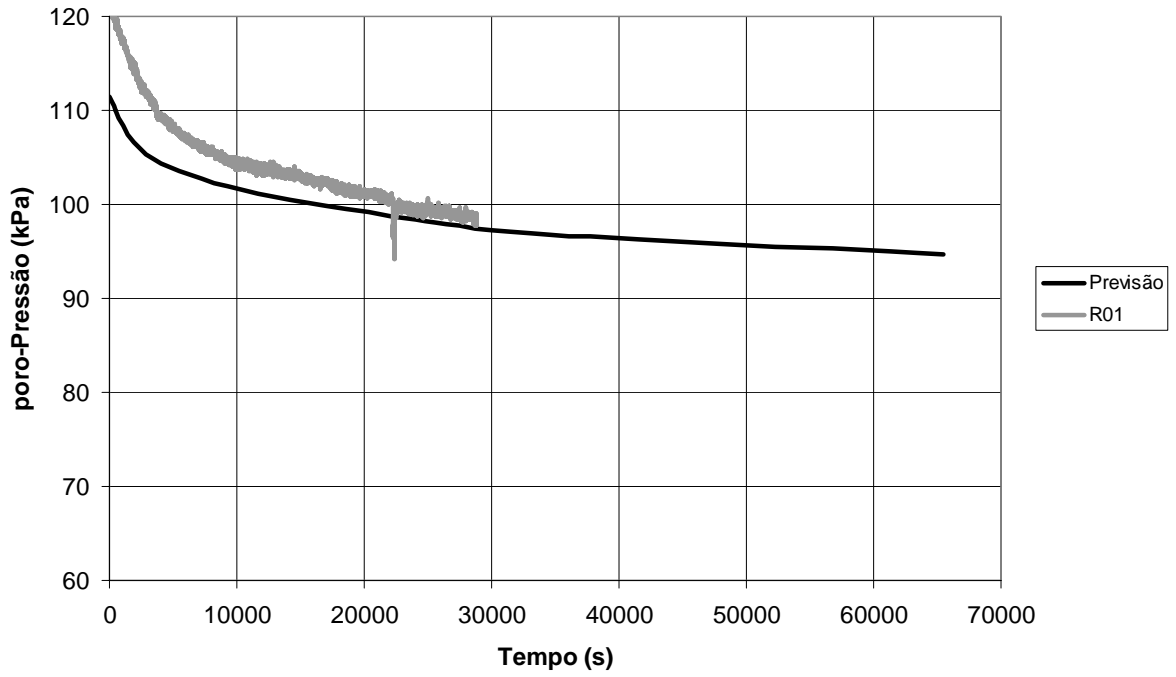


Figura 5.32 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R01.

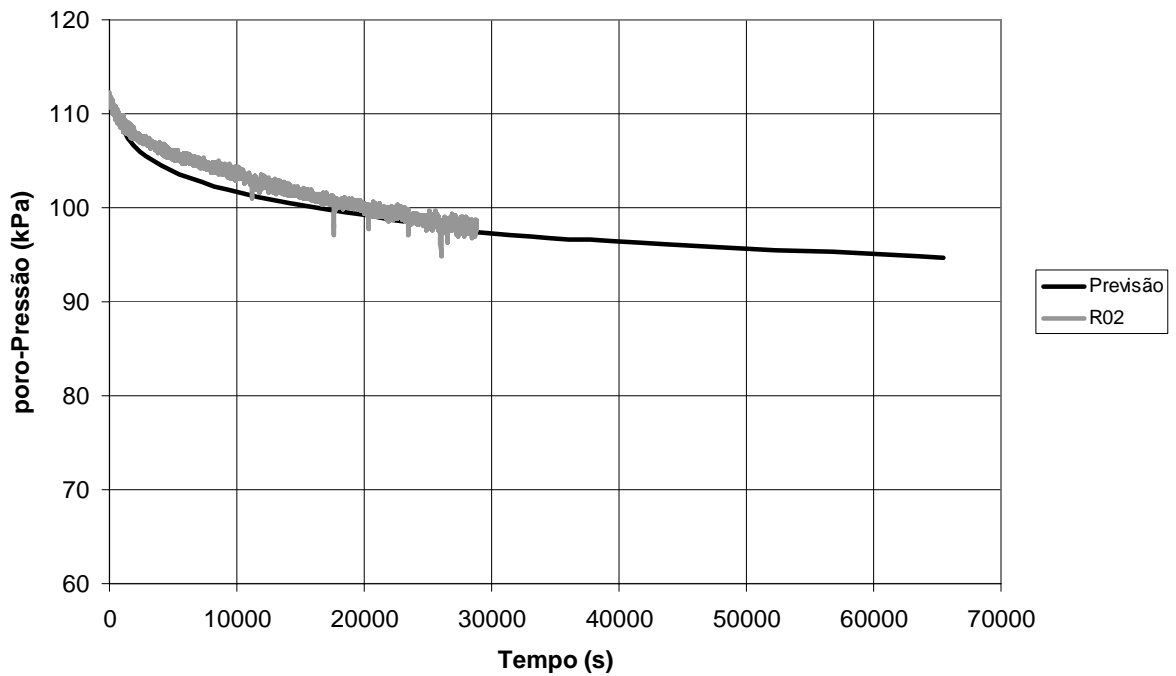


Figura 5.33 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R02.

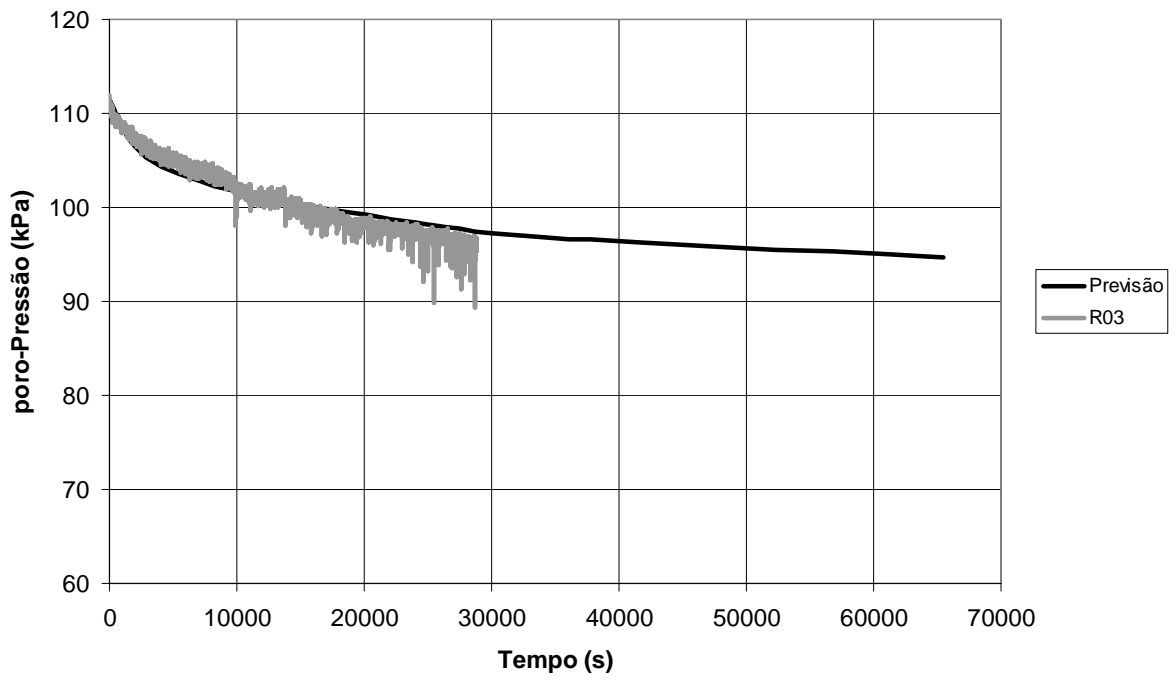


Figura 5.34 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R03.

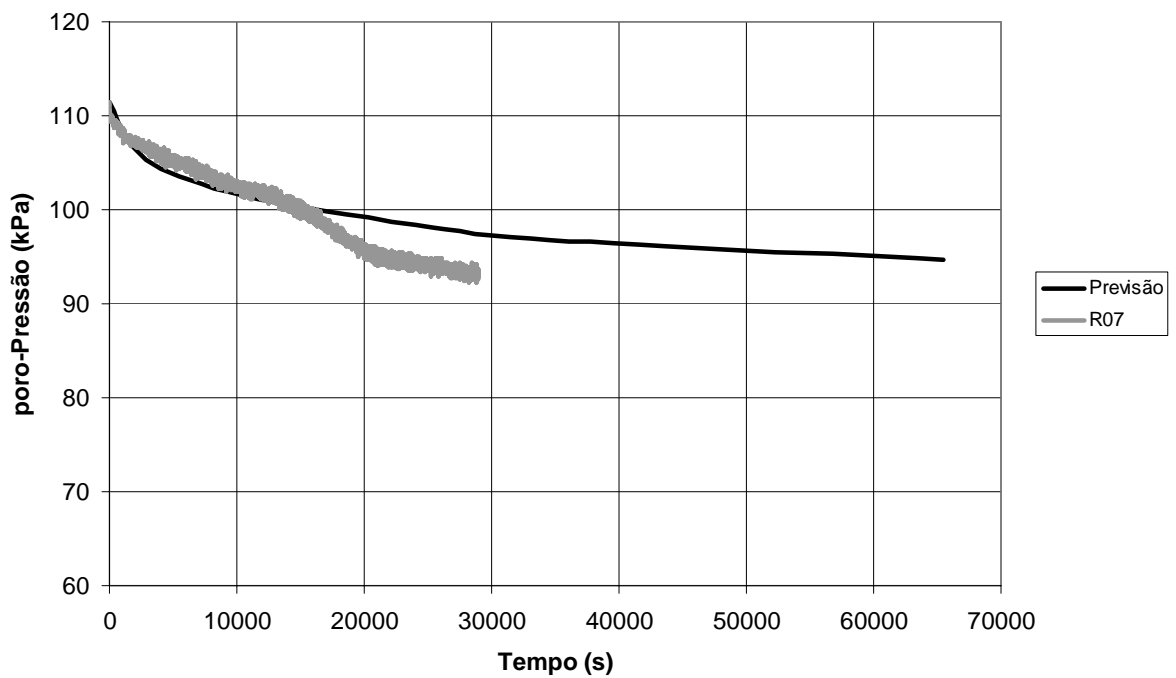


Figura 5.35 – Curva de adensamento e previsão de poro-pressões para o ensaio R07.

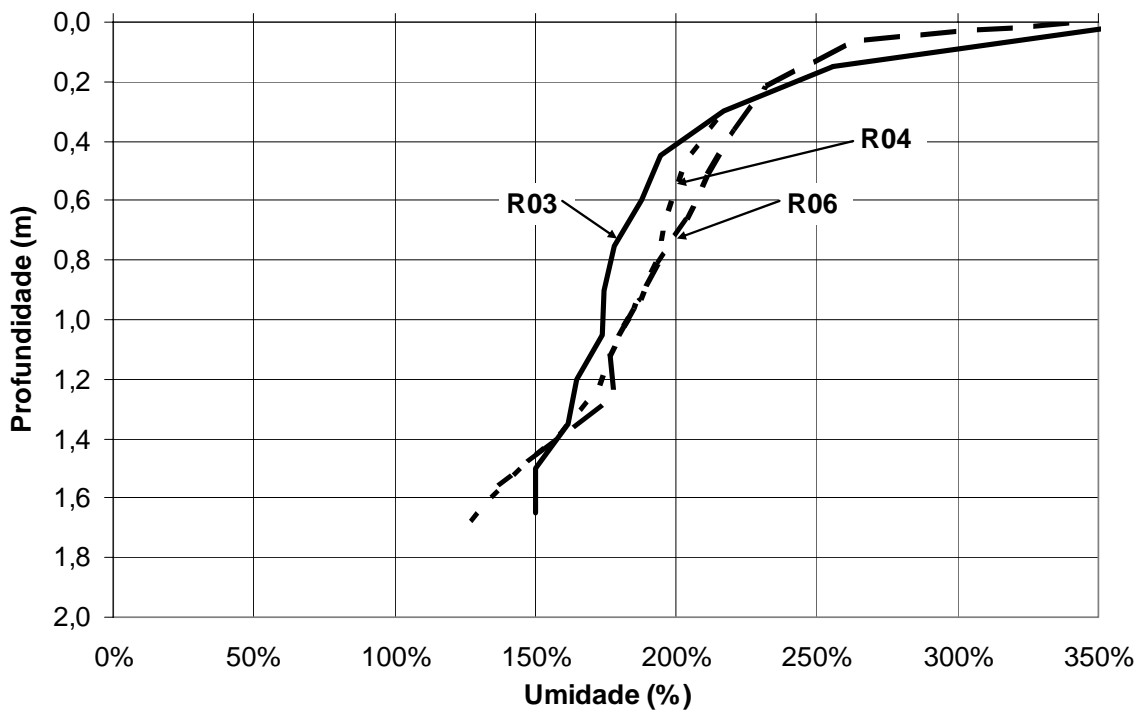


Figura 5.36 – Perfis de umidade para as amostras R03, R04 e R06 de solo natural.

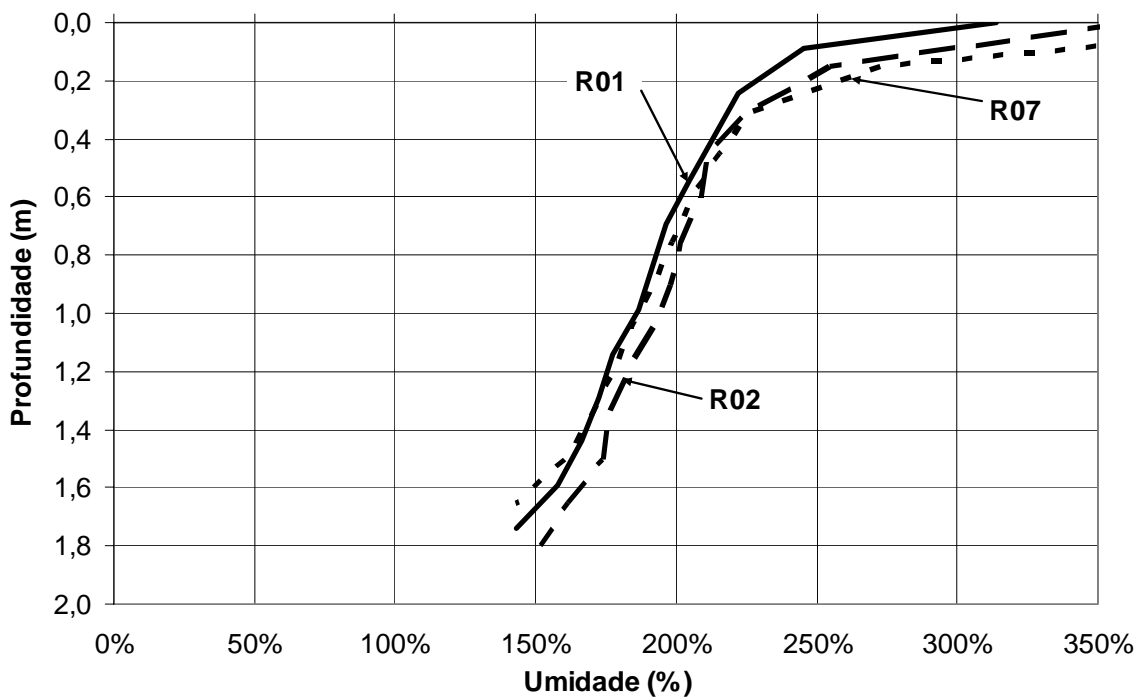


Figura 5.37 – Perfis de umidade para as amostras R01, R02 e R07 de solo natural.

Novamente, utilizando o algoritmo especialmente desenvolvido para essas análises, obtiveram-se previsões de perfis de umidade para cada ensaio, considerando-se o período de adensamento a 100g (nominal), a parada para colocação do duto e a retomada até 30g (efetivo).

A Figura 5.38, Figura 5.39, Figura 5.40 e Figura 5.41 apresentam os perfis de umidade para os ensaios R01, R02, R03 e R07, respectivamente. Pode-se observar que as curvas teóricas de 95% de adensamento se ajustam relativamente bem aos valores medidos.

Na realidade, muito embora o valor inicialmente calculado para o estágio de consolidação da camada tenha sido de 82%, cabe salientar que não foi considerado o adensamento bidimensional promovido pelas camadas laterais de geotêxtil que cobrem as paredes da caixa de amostras.

Não obstante a umidade inicial média da lama de argila tenha sido 331%, foram medidos valores, nas camadas mais superiores, acima de 350%. Esse aumento se deve ao efeito do inchamento provocado pela diferença de carregamento entre a aceleração da fase 1 e da fase 2.

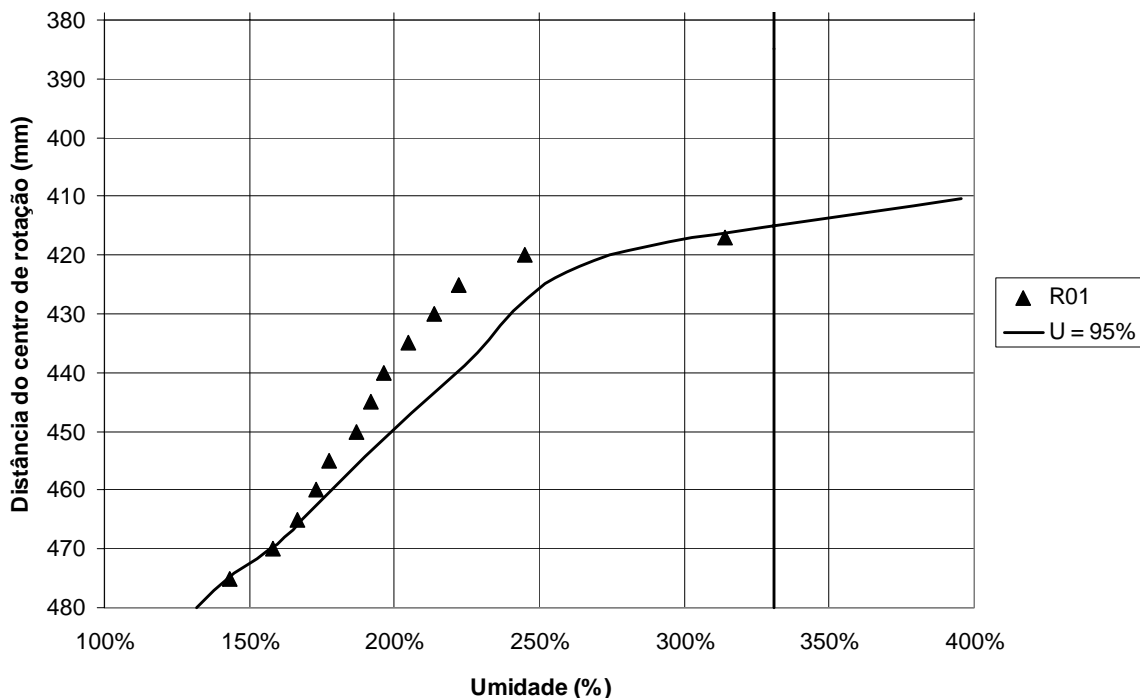


Figura 5.38 – Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R01.

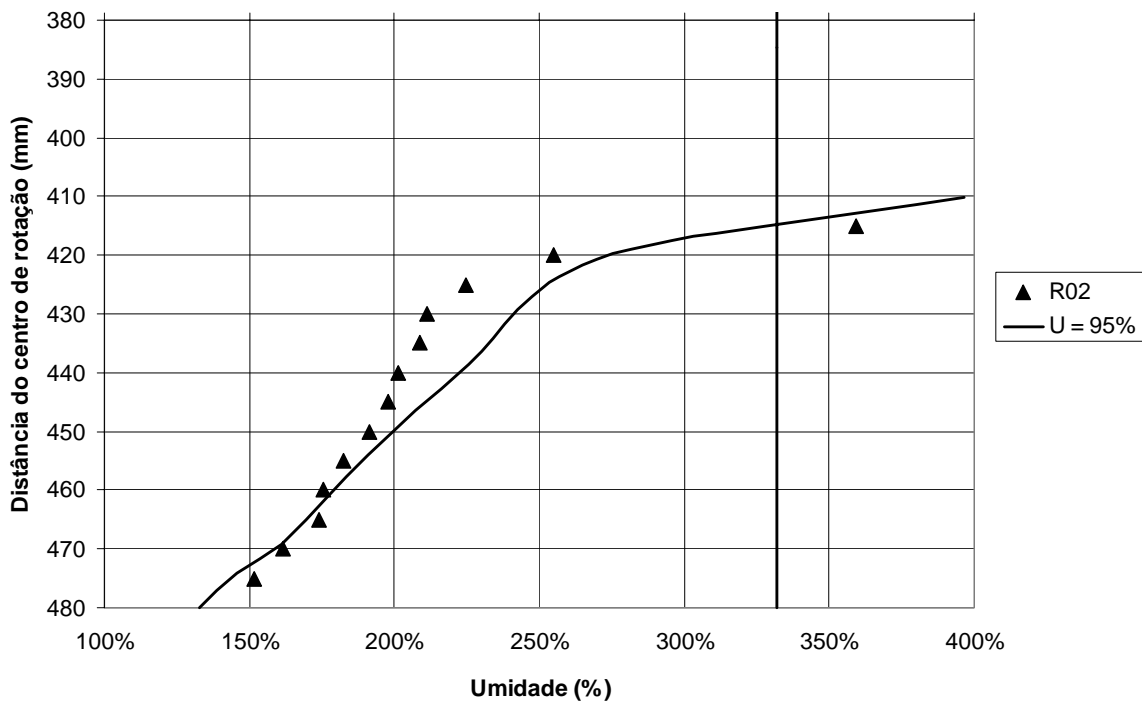


Figura 5.39 – Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R02.

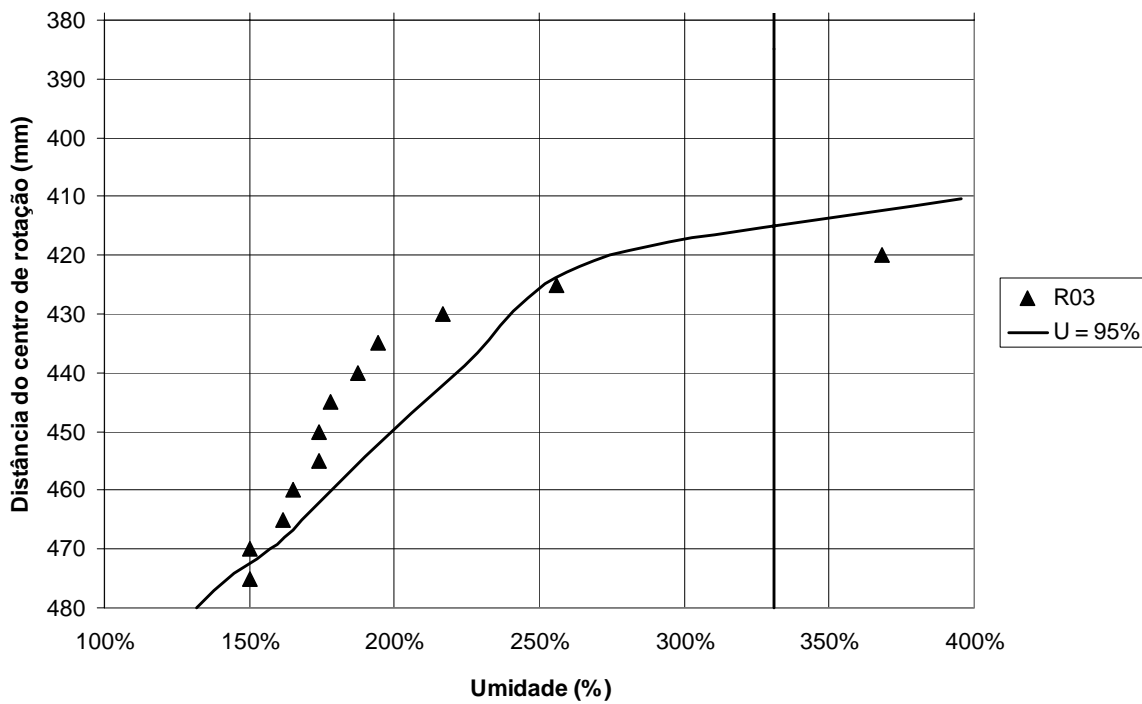


Figura 5.40 – Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R03.

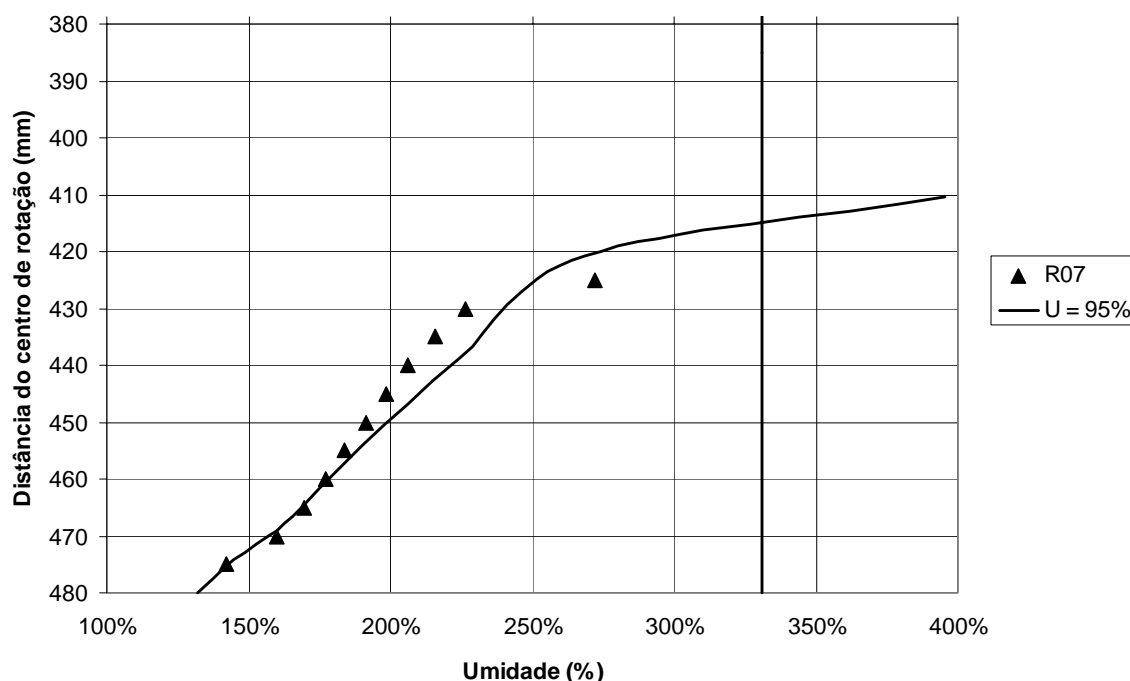


Figura 5.41 – Perfil de umidade experimental e teórico para o ensaio R07.

5.5 ENSAIOS CENTRÍFUGOS – FASE DE ATUAÇÃO

5.5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Conforme mencionado anteriormente, tirou-se partido do fato do sistema haste-duto, utilizado na simulação do movimento lateral do duto, também ser um penetrômetro Barra-T para se obter diretamente um perfil de resistência não-drenada do solo. Essa alternativa torna-se especialmente interessante pelo fato de não haver outros instrumentos de medida de resistência não-drenada “em vô” disponíveis para utilização na COPPE.

As vantagens da utilização do penetrômetro Barra-T em centrífugas já foi discutida no capítulo 2, especialmente quando em comparação com o cone. O fato de não haver necessidade de correções de poro-pressão, bem como a existência de uma área de contato relativamente maior no penetrômetro Barra-T, trazem vantagens significativas na utilização dessa ferramenta alternativa de medição.

No entanto, as simulações de movimentação lateral pretendidas contemplam apenas dutos superficialmente enterrados. Essa condicionante insere a utilização do penetrômetro barra-T em profundidades muito pequenas, virtualmente em situações de enterramento parcial, sendo essa circunstância diferente da hipótese original apresentada por RANDOLPH & HOULSBY (1984). Assim sendo, considerações precisam ser feitas com respeito à utilização da Equação (2.38), de modo a adequá-la à nova situação.

$$\frac{P}{S_u \cdot D} = N_b \quad (2.38)$$

O fator de barra N_b , relacionando a força na barra com a resistência não-drenada do solo, precisa ser reavaliado quanto ao seu valor médio de 10,5 proposto por RANDOLPH (2004). A Figura 5.42 apresenta o desenvolvimento das superfícies de ruptura consideradas nas análises de estado-limite realizadas por RANDOLPH & HOULSBY (1984) na dedução da Equação (2.38). Os autores analisaram duas situações-limite: superfície da barra quase lisa ($\alpha = 0$) e perfeitamente rugosa ($\alpha = 1$), onde α é o fator de aderência já comentado no item 2.9. No entanto, em ambas as situações, a ruptura é profunda, i.e., não há qualquer interferência com a superfície.

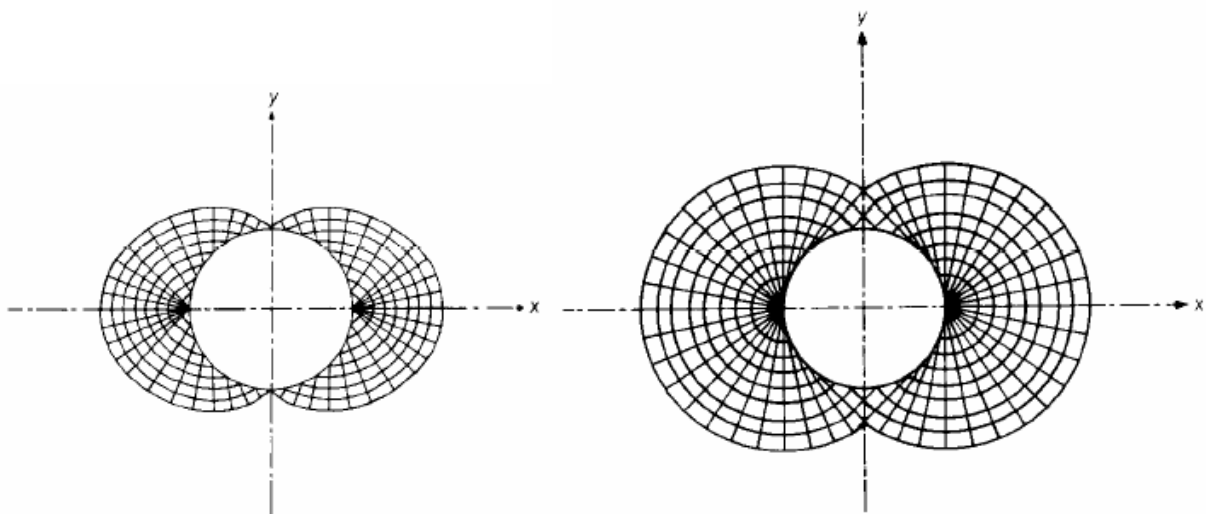


Figura 5.42 – Superfícies de ruptura desenvolvidas no entorno do duto para as situações: $\alpha=0$ à esquerda, e $\alpha=1$ à direita (RANDOLPH & HOULSBY, 1984).

Assim sendo, considerações como: o valor de N_b para situações onde a ruptura é superficial, bem como a profundidade a partir da qual o comportamento passa a ser de ruptura profunda, requerem uma análise mais detalhada.

Em relação à última consideração levantada no parágrafo anterior, a NBR 6122 (1996) postula que os mecanismos de ruptura de uma fundação só devem ser considerados totalmente profundos quando o enterramento for ao menos 2 vezes o valor da menor dimensão em planta. Essa situação representa na realidade uma razão $H/D > 200\%$, uma vez que a profundidade está referenciada à parte inferior da fundação. No entanto, a barra é uma fundação com altura relativa considerável, da mesma ordem da base, sendo possível que esse aspecto venha a interferir na relação H/D a partir da qual se tenha uma condição de ruptura eminentemente profunda.

Por outro lado, pode-se observar que o comportamento da barra quando pouco enterrada no solo, i.e. quando $H/D < 25\%$, muito se assemelha ao de uma sapata convencional apoiada no solo (Figura 5.43). TERZAGHI (1945) propôs, para uma sapata retangular superficial infinitamente longa apoiada em solo puramente coesivo, um fator de forma $N_c = 5,14$, relacionando a força mobilizada na fundação e a resistência não-drenada do solo.

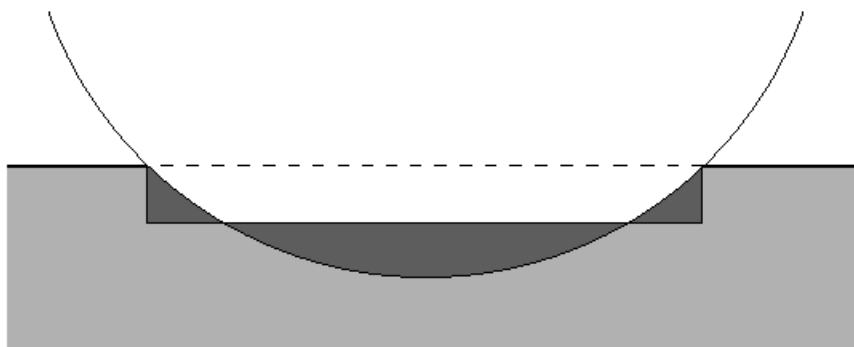


Figura 5.43 – Aproximação entre a solicitação superficial de um duto e a de uma sapata.

Esse valor leva em consideração um modelo de ruptura clássico, apresentado na Figura 5.44, que contabiliza a resistência máxima mobilizada ao longo de duas superfícies de ruptura curvilíneas que partem da porção inferior do eixo de simetria da fundação, em direção às laterais até encontrar o solo de fundação. Assim sendo, é natural que os valores iniciais de N_b , para pequenos enterramentos, se aproximem do valor proposto por TERZAGHI (1945), i.e., 5,14. No entanto, as dúvidas quanto aos valores intermediários de N_b , entre as situações superficial (5,14) e profunda (10,5) persiste.

Com o objetivo de esclarecer essas dúvidas, foi desenvolvida uma colaboração com o CENPES / PETROBRAS através da qual BORGES et al. (2005) apresentam uma série de

simulações numéricas, considerando várias profundidades de enterramento da barra em um substrato argiloso de resistência não-drenada unitária.

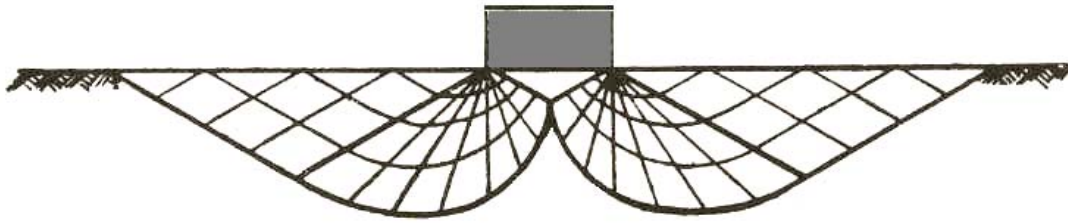


Figura 5.44– Mecanismo de ruptura clássico para uma sapata apoiada em solo coesivo proposto por TERZAGHI (1945).

5.5.1.1 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

A simulação numérica do efeito de introdução da barra circular do penetrômetro Barra-T no solo, apresentada em BORGES et al. (2005), foi elaborada utilizando-se o método de elementos finitos, considerando-se uma seção transversal bidimensional em estado plano de deformações.

Os autores relatam a constituição de sete modelos estruturais de análise para a barra, em escala de protótipo, i.e. 457 mm de diâmetro, abrangendo elementos do solo de fundação, elementos da própria barra e uma interface de contato solo-barra.

O simulador numérico utilizado para o processamento dos modelos de análise foi o AEEPECD versão 2.1 – Programa de Análise Estática Não-Linear Físico-Geométrica de Estruturas e Cavidades em Meios Contínuos pelo Método dos Elementos Finitos – desenvolvido por COSTA (1984). Na discretização dos modelos de análise global, os autores utilizaram o programa SIGMA versão 4.20, descrito em AMARAL et al. (2003), para o pré e pós-processamento dos modelos do trabalho.

Na discretização do duto e do solo de fundação foram utilizados elementos isoparamétricos quadráticos de 8 nós. O contato solo-barra foi discretizado por elementos especiais de contato de 6 nós, com variação quadrática dos deslocamentos relativos entre as faces. A Figura 5.45, Figura 5.46, Figura 5.47 e Figura 5.48 apresentam casos de malhas utilizadas.

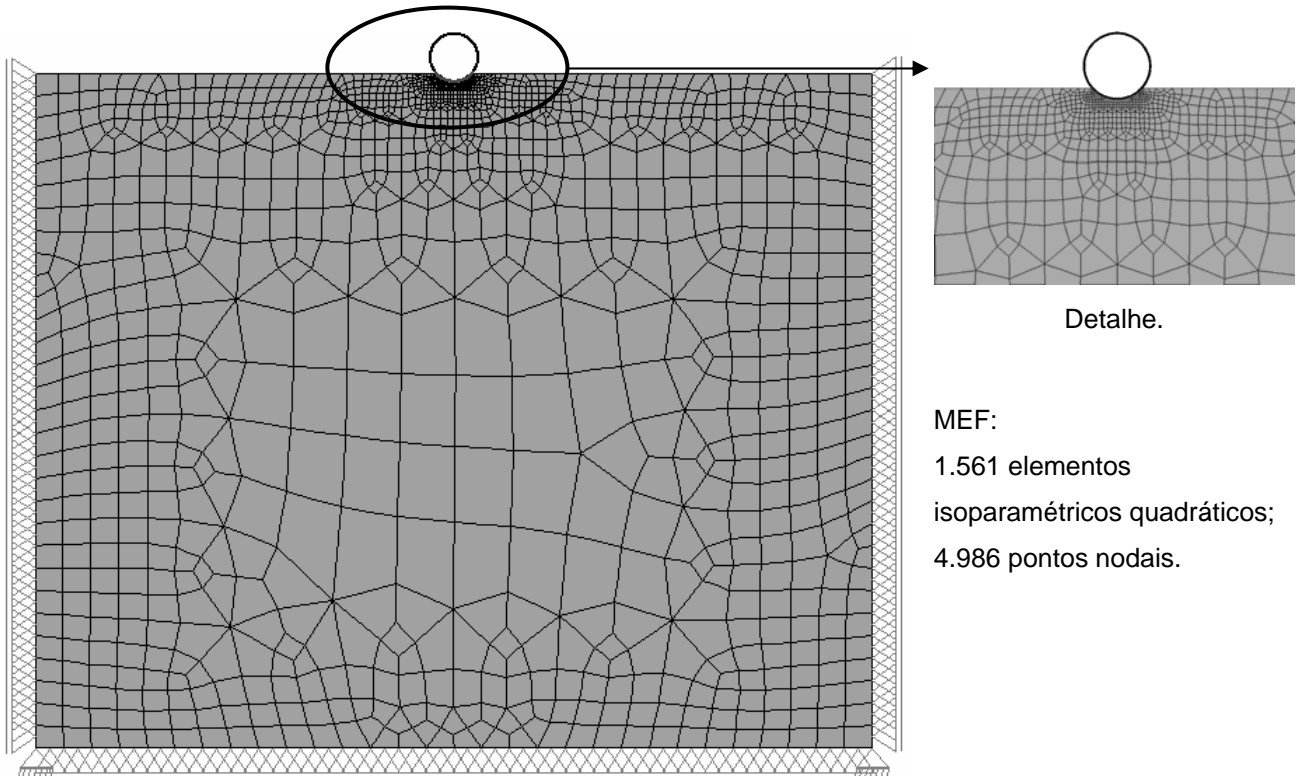


Figura 5.45 – Malha de elementos finitos para a relação $H/D = 17\%$ (BORGES et al, 2005).

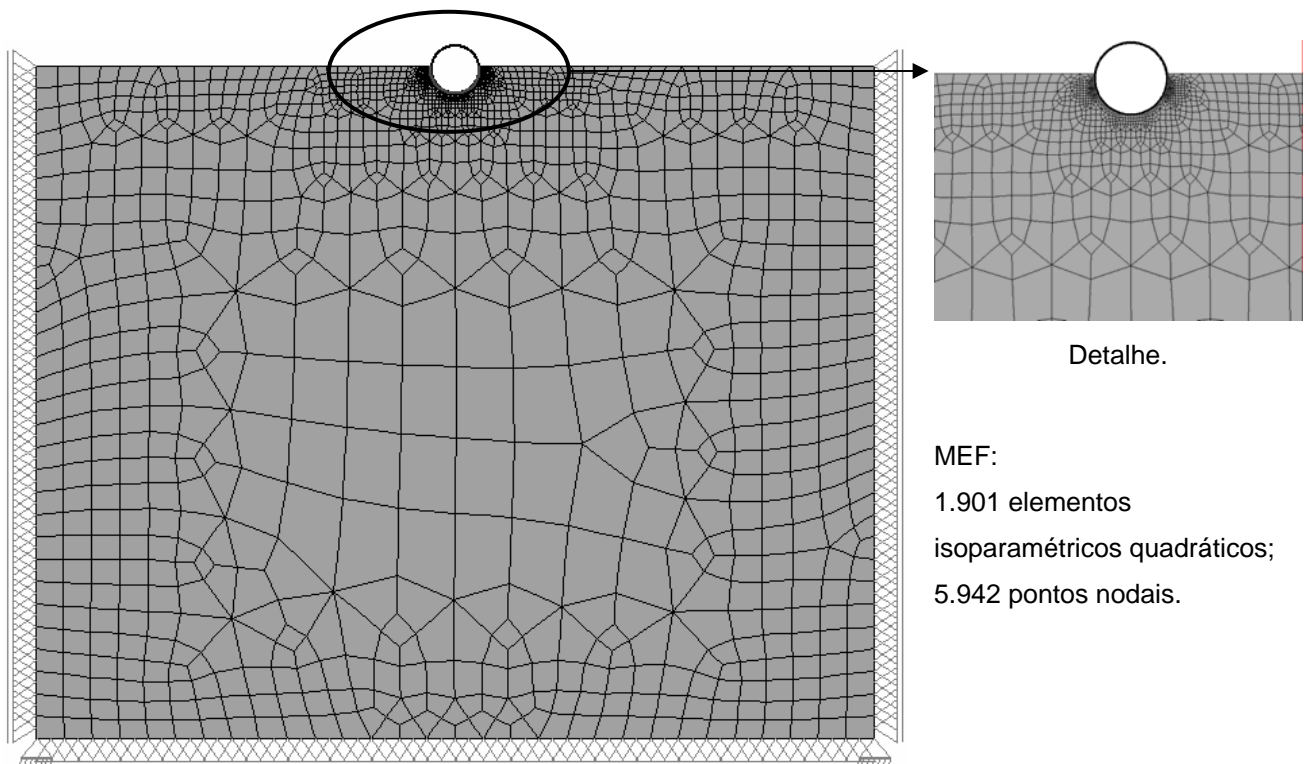


Figura 5.46 – Malha de elementos finitos para a relação $H/D = 57\%$ (BORGES et al., 2005).

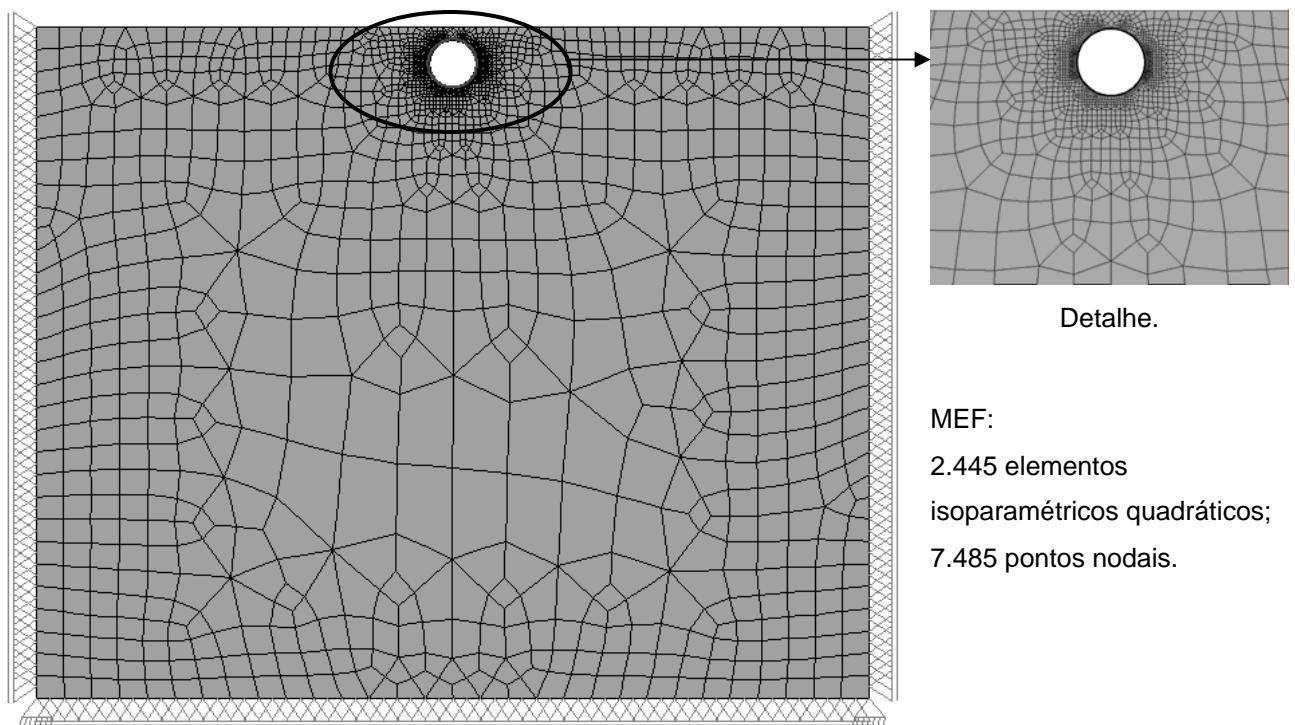


Figura 5.47 – Malha de elementos finitos para a relação $H/D = 124\%$ (BORGES et al., 2005).

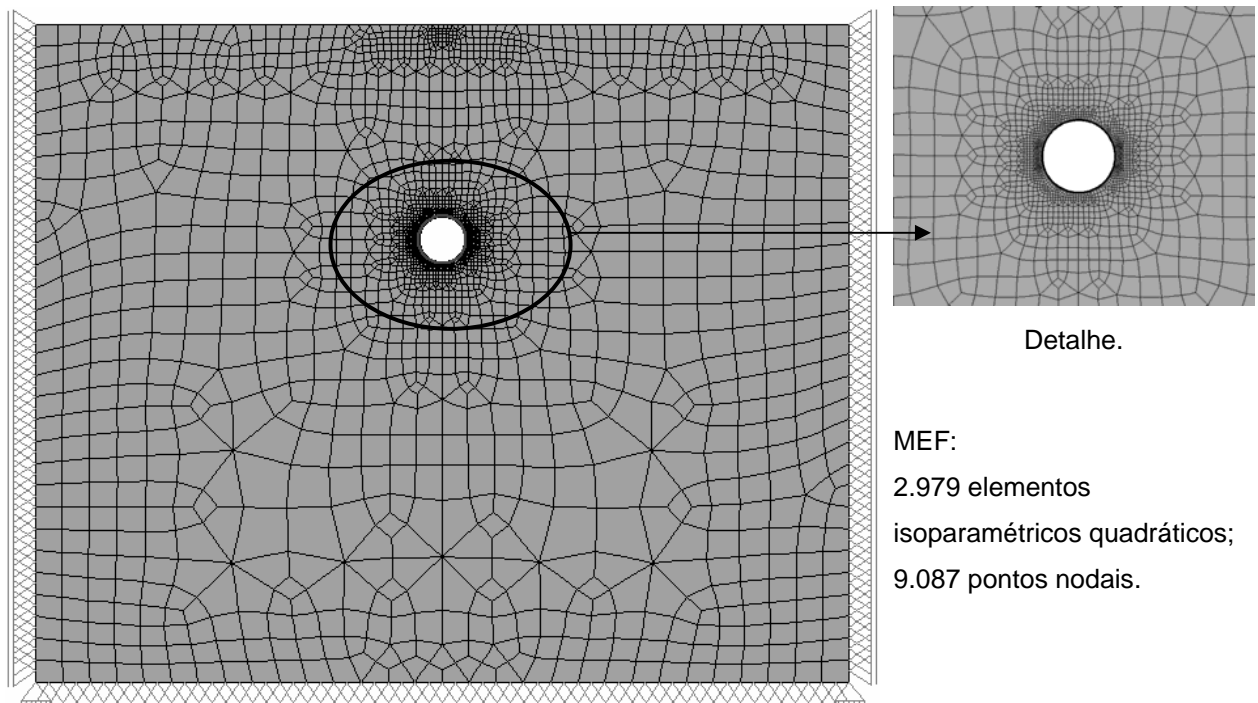


Figura 5.48 – Malha de elementos finitos para a relação $z/D = 500\%$ (BORGES et al., 2005).

As dimensões de largura e altura das malhas de elementos finitos foram consideradas suficientes para minimizar os efeitos de fronteira. As condições de contorno adotadas nas bordas laterais foram de restrição horizontal de movimentação, e na borda inferior foi de restrição vertical de movimentação.

Para a análise dos modelos, foram impostos deslocamentos verticais aos nós da superfície interna da barra, utilizando-se 100 incrementos de carregamento e 100 interações admissíveis. As interações visam atender o critério de convergência baseado em taxas de resíduos globais para forças e deslocamentos não superiores a 1%.

As constantes de deformabilidade do contato solo-barra nos sentidos normal e tangencial foram definidas através de correlações específicas com o solo de fundação sendo definidas por K_n (E_{solo}/t_c) e K_t , (G_{solo}/t_c) constantes de deformabilidade normal e tangencial do contato solo-barra, respectivamente. E_{solo} e G_{solo} são os módulos de elasticidade longitudinal e transversal do solo, respectivamente, e t_c a espessura crítica do contato solo-barra (0,0254 m). Para o cálculo de G_{solo} adotou-se a relação clássica aproximada apresentada na Equação (5.2) com coeficiente de Poisson $\nu = 0,49$.

$$G_{\text{solo}} = \frac{E_{\text{solo}}}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5.2)$$

Para obtenção dos valores do módulo de elasticidade longitudinal ao longo da camada, adotou-se a relação empírica, aproximadamente constante, entre o módulo de elasticidade transversal e a resistência não-drenada do solo, proposta em ALMEIDA & MARQUES (2002), e representada na Equação (5.3). Essa relação conduz à Equação (5.4) que representa a razão, também aproximadamente constante, entre o módulo de elasticidade longitudinal e a resistência não-drenada do solo. AMARAL (2002) relata valores consideravelmente maiores ($E_{\text{solo}}/Su = 550$) em retro-análises realizadas no solo da área do Campo de Exploração de Roncador. No entanto, serão adotados os valores propostos em ALMEIDA & MARQUES (2002) pela proximidade com a região do material em estudo.

$$\frac{G_{\text{solo}}}{Su} = 100 \quad (5.3)$$

$$\frac{E_{\text{solo}}}{Su} = 300 \quad (5.4)$$

Conforme relatado anteriormente, com o objetivo de isolar a influência do aumento de resistência com a profundidade no Fator de Barra definido na Equação (2.38), utilizou-se um perfil de resistência unitário ($S_u = 1$ kPa), o que conduz na prática a módulos de elasticidade longitudinal ($E_{\text{solo}} = 300$ kPa) e transversal ($G_{\text{solo}} = 100$ kPa) constantes.

O comportamento não-linear físico de plasticidade do solo de fundação é representado nos modelos por lei associativa de plasticidade, segundo o critério de escoamento plástico de Mohr-Coulomb para condição não-drenada. Nesta condição, o ângulo de atrito interno do solo é considerado nulo e a formulação do critério de escoamento plástico de Mohr-Coulomb recai na formulação do critério de Tresca.

Em condições não-drenadas, os parâmetros da envoltória de resistência são dados pelo ângulo de atrito interno nulo do solo e pela sua coesão. As demais propriedades utilizadas para gerar o estado inicial de tensões são o peso específico, no caso usado o submerso ($\gamma' = 2,5$ kN/m³), e o coeficiente de empuxo do solo em repouso.

Nos elementos de contato, considerou-se o comportamento não-linear físico do solo na direção tangencial, admitindo-se uma tensão cisalhante máxima igual à própria resistência não-drenada do solo. Na direção normal considerou-se um comportamento linear.

5.5.1.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na Figura 5.49, Figura 5.50, Figura 5.51 e Figura 5.52 foram apresentadas imagens da distribuição do coeficiente de plastificação do solo, definido como a razão entre a tensão cisalhante atuante e a máxima, para $H/D = 17\%$, 81% , 200% e 600% , respectivamente. As curvas de desenvolvimento do fator de barra (Equação 5.5), relatados em BORGES et al. (2005), estão consolidadas na Figura 5.53. Foram realizadas análises para as razões de enterramento $H/D = 5\%$, 17% , 27% , 57% , 81% , 100% , 124% , 200% , 300% , 400% , 500% e 600% , considerando um atrito médio mobilizado nos elementos de contato solo-barra ($\alpha = 0,5$). Os autores também realizaram simulações considerando um mínimo de atrito mobilizado ($\alpha = 0,2$), e a mobilização total, i.e. sendo a barra perfeitamente rugosa ($\alpha = 1,0$).

Cabe observar na Figura 5.53 que há uma nítida transição de um modelo de ruptura (superficial) para outro (profundo). O fator de barra mantém um crescimento proporcional até atingir a ruptura profunda, a partir da qual não há mais ganho de resistência. Vale lembrar

que a camada modelada tem perfil de resistência constante e unitário, justificando esse comportamento.

Outra característica observada é a maior proximidade do comportamento rígido-plástico nas situações extremas, i.e., menos e mais enterradas. Isso se traduz na redução da penetração necessária para mobilizar a resistência total entre as curvas de 5% e 57%, bem como entre as curvas de 300% e 600% de enterramento.

A Figura 5.54 e Figura 5.55 apresentam os campos de deslocamentos para as situações de enterramento de 27% e 500%, representativas de mecanismos de ruptura diversos, superficial e profundo, respectivamente. Os vazios abertos no solo representam o descolamento dos elementos de contato que não admitem tensões trativas.

Observa-se que o mecanismo de ruptura superficial proposto por TERZAGHI (1943) na Figura 5.44 apresenta grande semelhança com o obtido numericamente na Figura 5.54. Da mesma forma, o mecanismo de ruptura proposto por RANDOLPH & HOULSBY (1984) na Figura 5.42 também apresenta grande semelhança com o obtido numericamente na Figura 5.55. Assim sendo, a retro-análise do fator de barra (N_b) deve conduzir a valores próximos aos obtidos para essas duas situações limites, quais sejam, 5,14 para ruptura superficial e 10,5 para ruptura profunda.

Para o cálculo do N_b , utilizando a Equação (2.38), é necessário determinar que valor do diâmetro D da barra deverá ser adotado nas situações intermediárias, pois até o enterramento correspondente a $H/D = 50\%$, uma porção menor que D estará em contato com o solo. Sendo assim, cabe uma modificação na Equação (2.38) de modo a torná-la mais geral, introduzindo um diâmetro efetivo variável denominado D^* , apresentado na Equação (5.5).

$$\frac{P}{S_u \cdot D^*} = N_b \quad (5.5)$$

Para representação do D^* foram experimentadas diversas alternativas, tendo sido a projeção horizontal do arco da barra que está em contato com o solo a alternativa que melhor se enquadrou (Figura 5.56), representada na Equação (5.6). Quando o duto está metade enterrado, i.e. $H/D = 50\%$, $D^* = D$, permanecendo com esse valor desse ponto em diante.

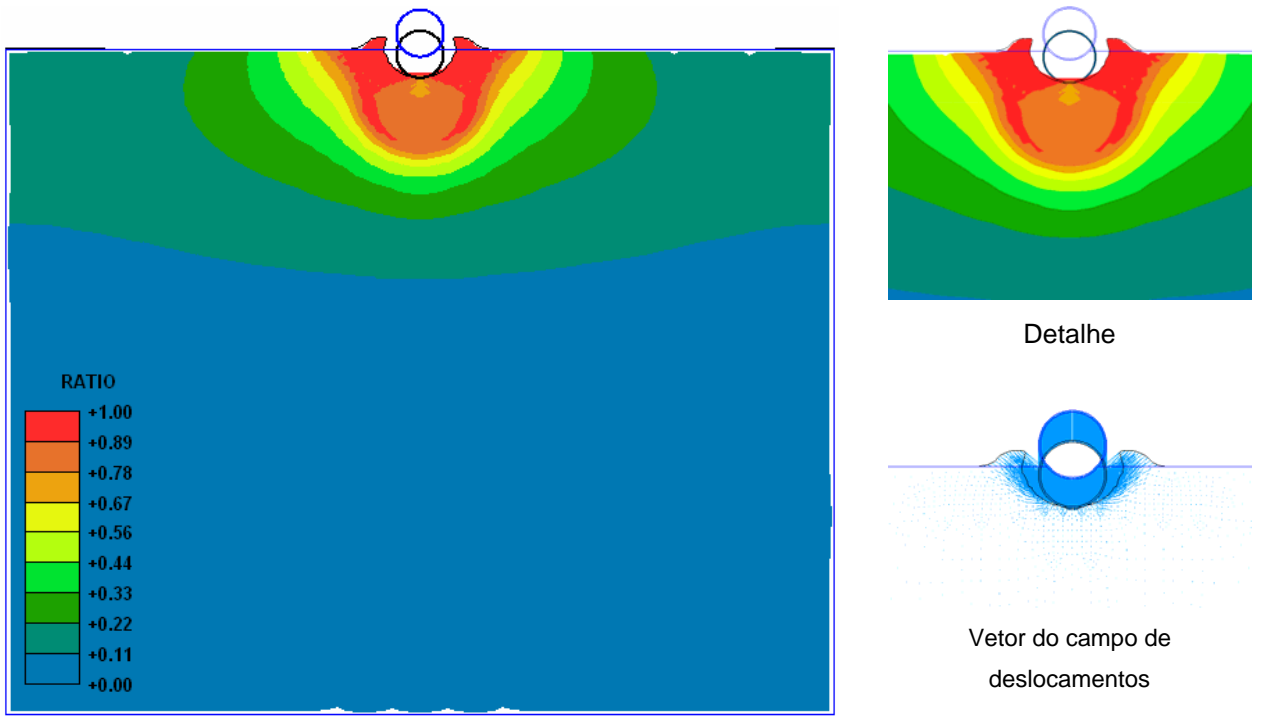


Figura 5.49 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 17\%$.

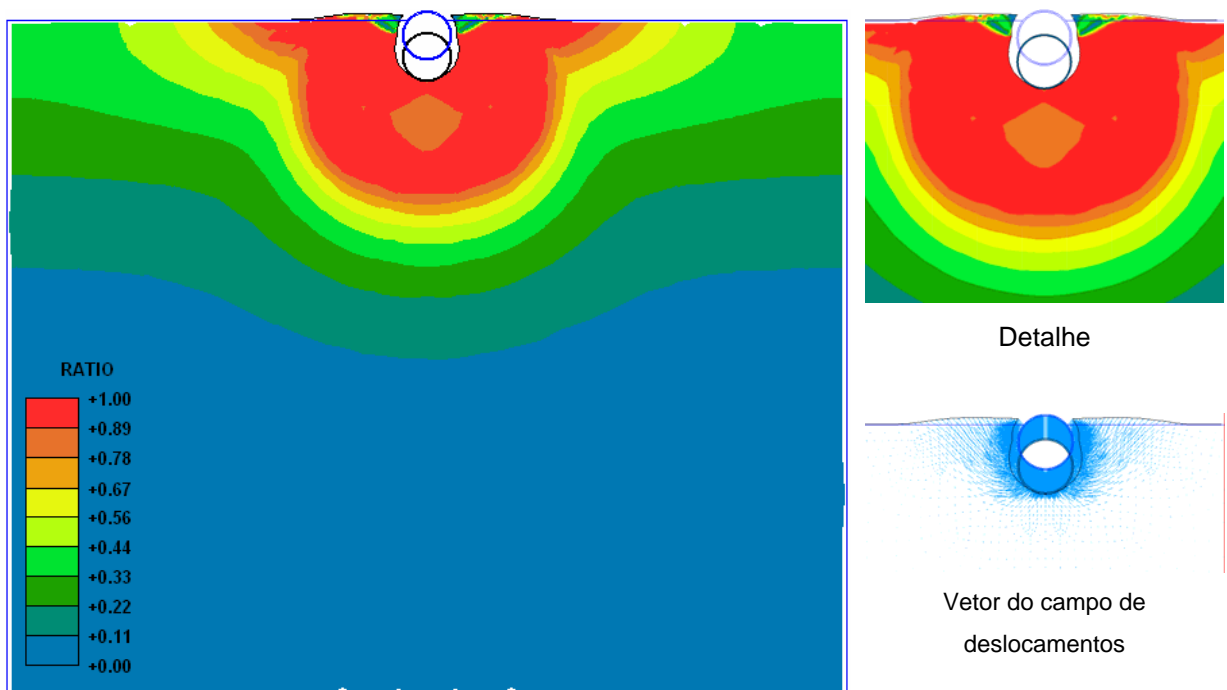


Figura 5.50 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 81\%$.

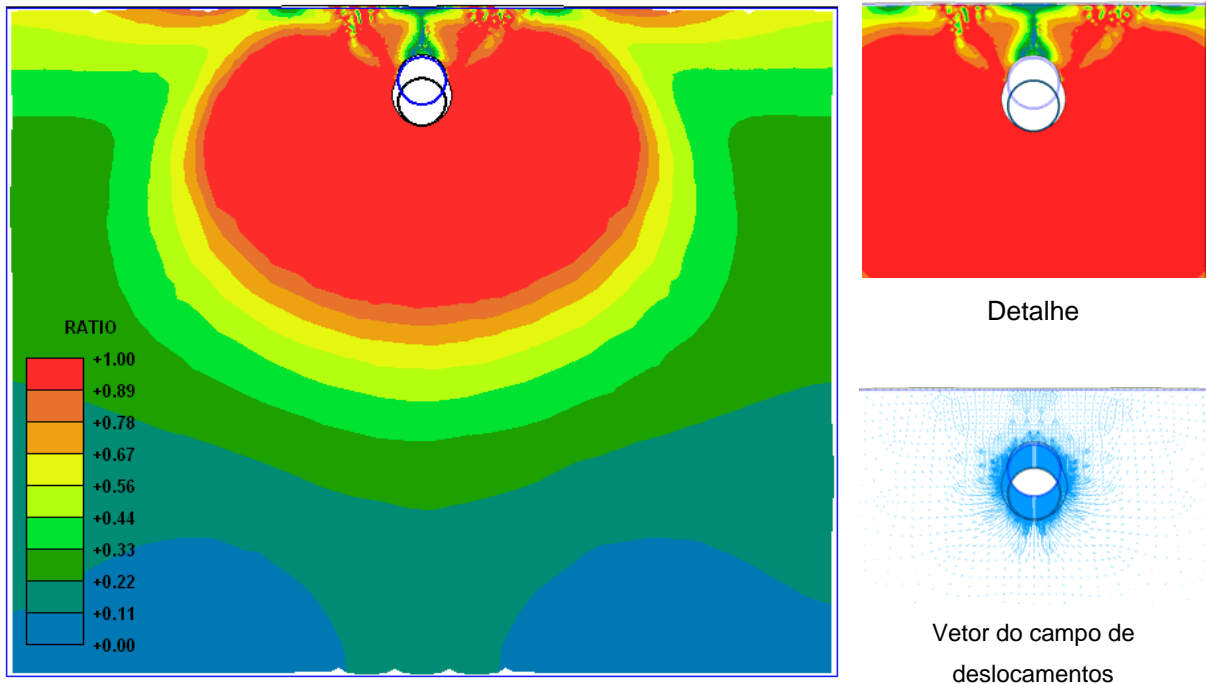


Figura 5.51 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 200\%$.

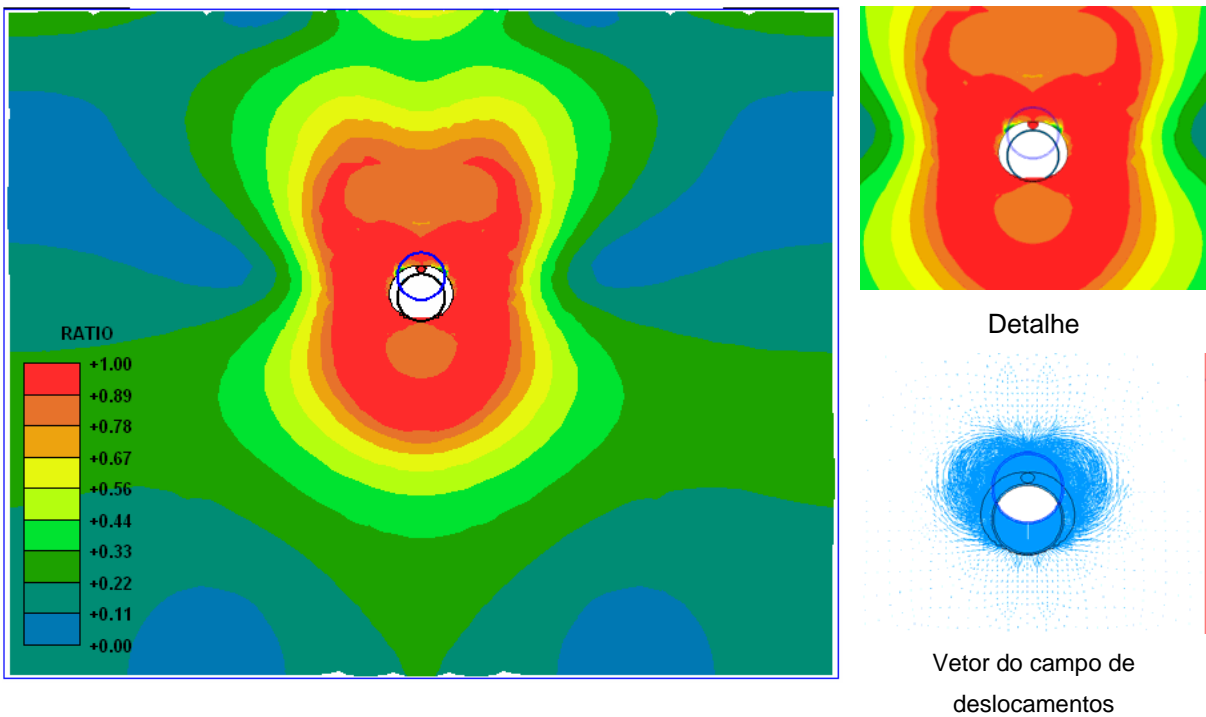


Figura 5.52 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 600\%$.

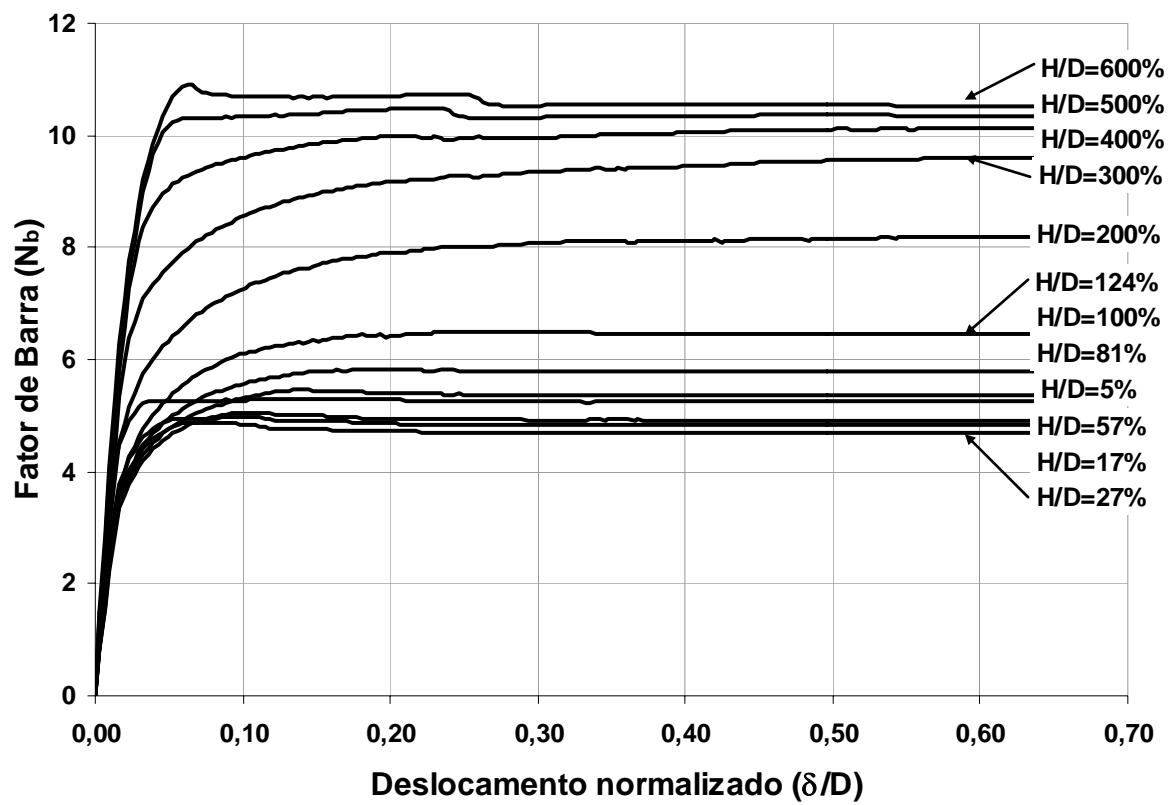


Figura 5.53– Força vertical normalizada encontrada nas simulações numéricas de penetração vertical para $\alpha = 0,5$ (BORGES et al, 2005).

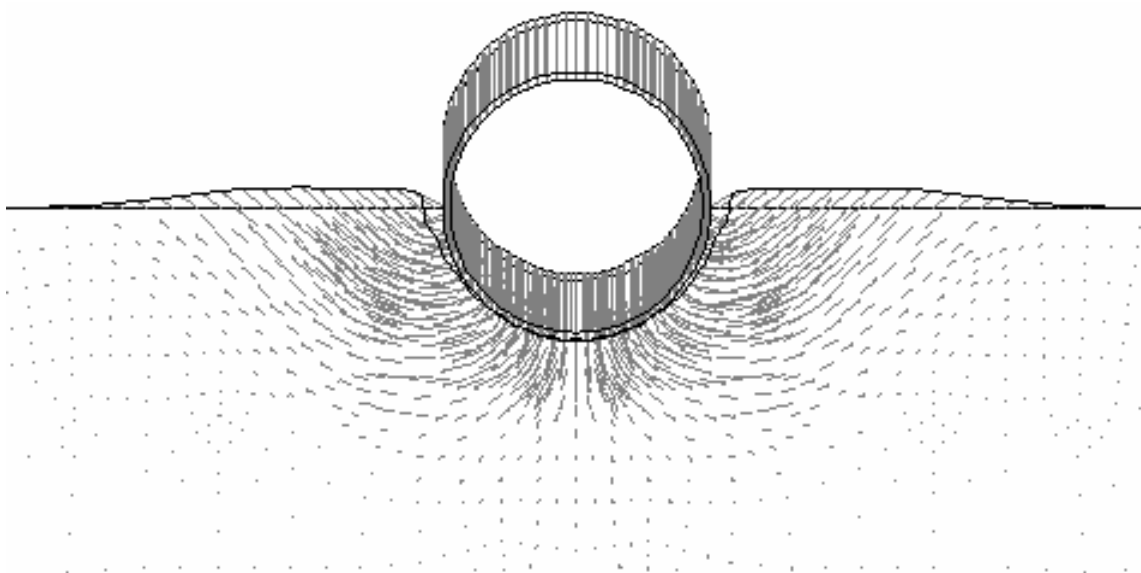


Figura 5.54 – Campo de deslocamentos para 27% de enterramento (BORGES et al, 2005).

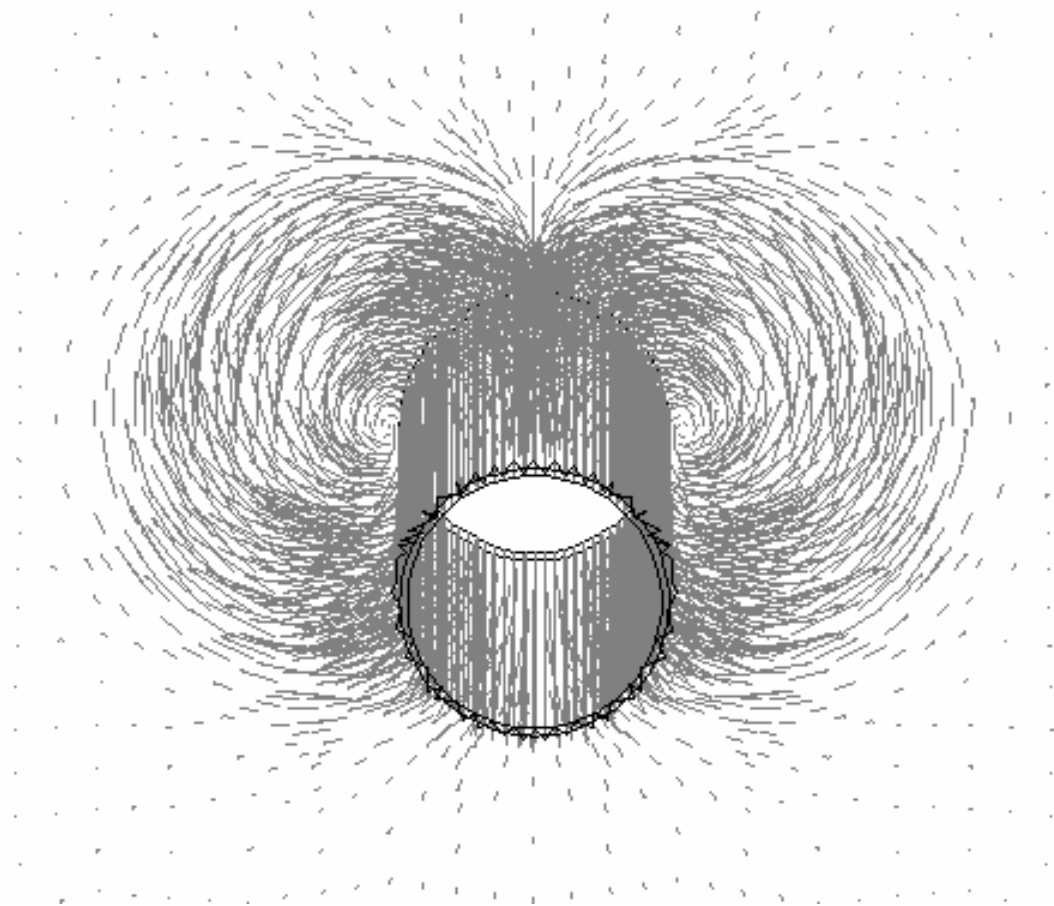


Figura 5.55 – Campo de deslocamentos para 500% de enterramento (BORGES et al, 2005).

$$D^* = 2 \cdot \sqrt{H \cdot (D - H)} \quad (5.6)$$

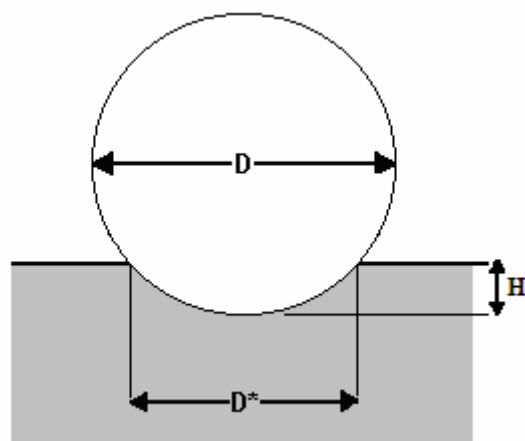


Figura 5.56 – Representação da projeção horizontal do arco de contato da barra com o solo.

Sendo assim, utilizou-se a Equação (5.5) para calcular a variação do fator de barra (N_b) ao longo dos trechos mais superficiais de penetração. A Figura 5.57 apresenta os valores máximos do fator de barra encontrados para as situações $\alpha = 1,0$, $\alpha = 0,5$ e $\alpha = 0,2$, já comentadas anteriormente. A Equação (5.7) foi encontrada como melhor ajuste polinomial aos pontos obtidos ($R^2 = 0,9996$), devendo apenas ser utilizada no intervalo considerado, i.e., para H/D entre 0% e 600%. Cabe lembrar que essa equação é apenas um ajuste para facilitar o procedimento de cálculo do fator de barra em cada estágio de penetração.

$$N_b = 0,0053\left(\frac{H}{D}\right)^6 - 0,1102\left(\frac{H}{D}\right)^5 + 0,9079\left(\frac{H}{D}\right)^4 - 3,7002\left(\frac{H}{D}\right)^3 + 7,2509\left(\frac{H}{D}\right)^2 - 3,9168\left(\frac{H}{D}\right) + 5,3519 \quad (5.7)$$

Conforme se pode observar na Figura 5.57, o valor do fator de barra para a razão de enterramento de 5% é de cerca de $N_b = 5,24$, i.e. bem próximo ao valor inicialmente previsto de 5,14. Para razões de enterramento características de ruptura profunda, o fator de barra tende a 10,51, i.e., exatamente o valor teórico médio proposto por STEWART & RANDOLPH (1994).

Quanto à variação devida à rugosidade da barra, os valores de N_b para a situação superficial oscilaram entre 5,11 e 5,39, para $\alpha = 0,2$ e $\alpha = 1,0$, e para a situação profunda variaram entre 10,02 e 11,28, também para $\alpha = 0,2$ e $\alpha = 1,0$, respectivamente. Esses valores indicam um aumento de importância do atrito na interface, à medida que a barra vai se aprofundando na camada de argila, o que está perfeitamente alinhado com as expectativas.

A faixa de variação do fator de barra, em função da rugosidade, proposta por STEWART & RANDOLPH (1994) para a situação de utilização convencional do penetrômetro Barra-T é entre 9,5 a 12,0. Esse intervalo apresenta maior amplitude do que o intervalo numérico encontrado. No entanto, essas diferenças foram consideradas aceitáveis e a Equação (5.7) foi adotada para correção e cálculo da resistência não-drenada.

A Figura 5.58 e Figura 5.59 mostram os resultados das análises numéricas para as razões de enterramento 57% e 100%, respectivamente. Na Figura 5.58 fica claro o movimento de abertura provocado pela introdução da barra, mostrando que, no contato solo-barra, a curvatura induz um descolamento lateral do solo a partir de um enterramento de cerca de 25%.

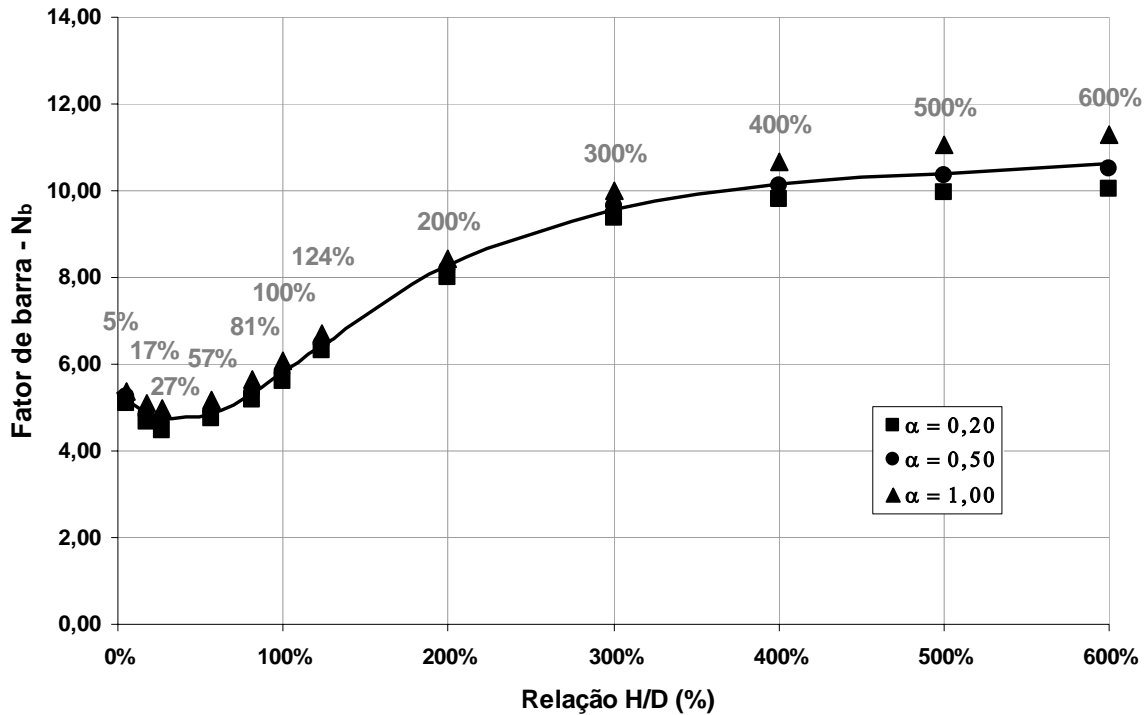


Figura 5.57 – Variação do fator de barra com a razão de enterramento.

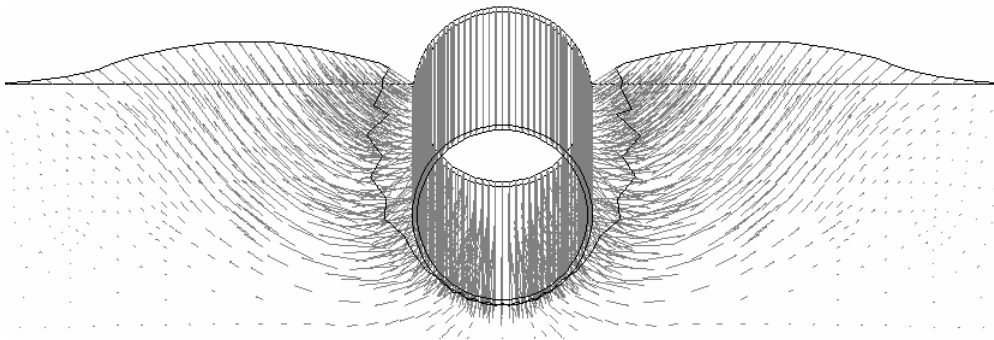


Figura 5.58– Campo de deslocamentos para 57% de enterramento (BORGES et al, 2005).

Certamente que, à medida que a barra vai sendo introduzida no solo, a sua parte superior arrasta o solo imediatamente acima provocando o fluxo circular caracterizado na Figura 5.55. Esse movimento aparentemente fecha a abertura lateral em questão, mostrando um entorno mais bem definido ao redor da barra. No entanto, mesmo em situações de pleno enterramento, os campos de deslocamento mostram a manutenção de algum descolamento entre barra e solo. Acontece que é exatamente a superfície lateral da barra que agrega resistência ao movimento, pelo somatório das componentes tangenciais de cisalhamento. As porções frontal e traseira dependem menos do atrito lateral, uma vez que os principais

esforços atuantes são normais. Esse comportamento pode justificar a influência reduzida relacionada à consideração ou não de atrito (parâmetro α).

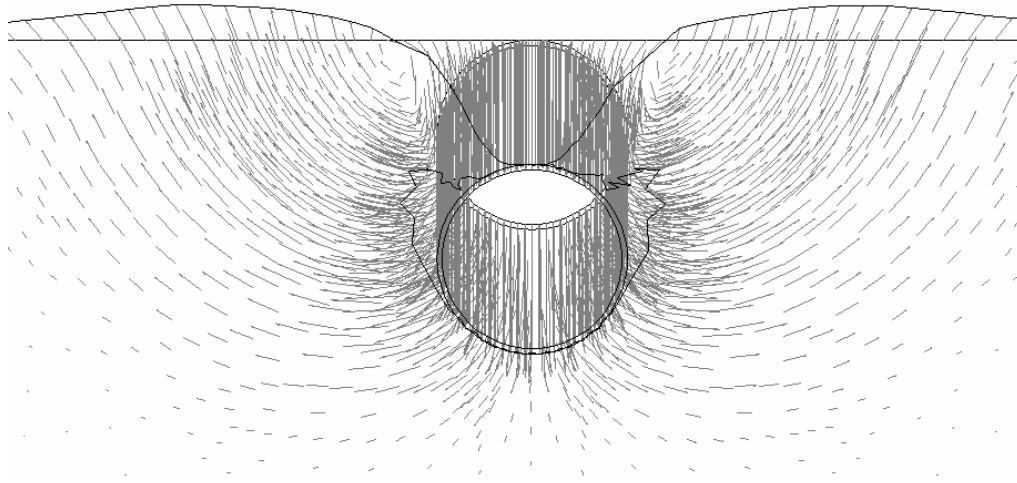


Figura 5.59 – Campo de deslocamentos para 100% de enterramento (BORGES et al, 2005).

5.5.2 RESULTADOS COM O SOLO ARTIFICIAL

Os perfis de resistência não-drenada dos ensaios realizados com o solo artificial foram calculados a partir da Equação (5.5), que modifica a Equação (2.38), considerando a força vertical líquida lida na célula de carga, e adotando um valor variável para o fator de barra e o diâmetro efetivo. A velocidade de penetração adotada foi de 0,05 mm/s para os ensaios E01 e E02, e 0,50 mm/s para todo o restante. A Figura 5.60 e Figura 5.61 apresentam os resultados separados em dois grupos de ensaios com comportamentos correlatos.

Observa-se uma clara diferença de comportamento entre o primeiro e o segundo grupos de ensaios apresentados. As curvas da Figura 5.60 têm um ganho reduzido de resistência com a profundidade, além de apresentarem baixa linearidade, enquanto as curvas da Figura 5.61 mostram uma gradiente de resistência de quase 1,9 kPa/m e um coeficiente de correlação linear acima de 0,99. Esse comportamento também pode ser observado nos gráficos de adensamento e umidade, onde o segundo grupo parece sempre alcançar um maior grau de adensamento. Conforme comentado anteriormente, não foi possível estabelecer com precisão um motivo para essa variação de comportamento.

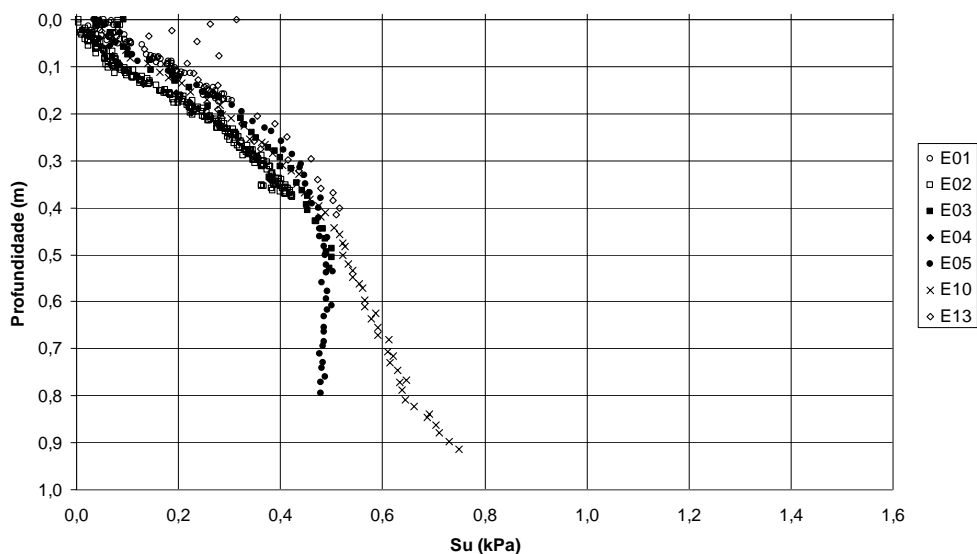


Figura 5.60 – Grupo 1 de perfis de resistência não-drenada para amostras de solo artificial.

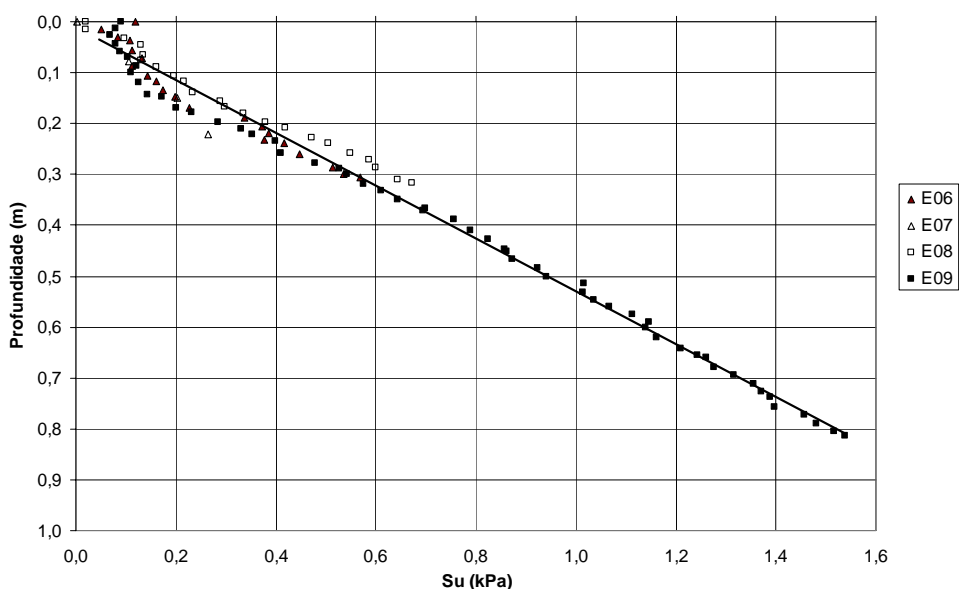


Figura 5.61 – Grupo 2 de perfis de resistência não-drenada para amostras de solo artificial.

Cabe lembrar ainda que algumas providências foram tomadas após a identificação das variações em questão, tal como a adoção do sistema de drenagem descrito no item 3.2.8. O sistema anterior com OP-30 e sem papel-filtro, usado nos ensaios com solo artificial, foi abandonado quando do início dos ensaios com solo natural. Outra providência decorrente das variações encontradas foi o aumento do número de patamares, e do tempo de dissipação da poro-pressão em cada patamar, durante a redução da rotação da centrífuga. Muito embora a observação dos gráficos de poro-pressão não seja conclusiva sobre a

influência direta desse parâmetro, ainda assim essas medidas foram tomadas de forma profilática.

Todos os resultados de resistência não-drenada obtidos nos ensaios triaxiais CIU e UU, nos ensaios de mini-palhetas e nos perfis de resistência de centrífuga foram consolidados em um só gráfico, apresentado na Figura 5.62, diretamente relacionados com a umidade de cada amostra.

No entanto, algumas correções se fizeram necessárias uma vez que nos ensaios triaxiais as amostras permaneceram pelo menos 7 dias sem qualquer perturbação, contra cerca de 15 horas nos ensaios centrífugos, o que é uma variação de tempo grande quando se trata de um material tão tixotrópico como a bentonita. Baseado nos resultados obtidos nos procedimentos com o mini-palhetas, onde verificou-se um ganho de 30% em cerca de 16 horas, e nos testes com o triaxial, onde o ganho chegou a 80% em três meses, adotou-se uma sensibilidade média de 1,50, relativa ao intervalo de 7 dias. Foram majorados então, apenas para efeitos de comparação na Figura 5.62, todos os valores obtidos em centrífuga.

Para a obtenção da curva traçada na Figura 5.62, adotou-se a Equação (3.10), substituindo-se o valor conhecido de $G_s = 2,62$, e fixando $M = 1,00$ por ser um parâmetro de pequena variabilidade. Os parâmetros de estados críticos e_{cs} e λ foram modificados até que o ajuste aos pontos existentes fosse o melhor possível, consolidado na Equação (5.8).

$$Su = \frac{M}{2} e^{\left(\frac{e_{cs} - w \cdot G_s}{\lambda} \right)} \quad (3.10)$$

$$Su = 0,5 e^{\left(\frac{3,38 - 2,62 \cdot w}{0,44} \right)} \quad (5.8)$$

Pode-se observar que os pontos dos ensaios triaxiais UU se apresentam ligeiramente acima dos outros valores. De fato, em função da baixa consistência dessas amostras, é possível que efeitos de membrana possam ter se sobressaído e interferido nos resultados. De posse da Equação (5.8) é possível estabelecer a rotina de cálculo apresentada no item 3.4.8, utilizando o equacionamento já comentado.

Para o cálculo da resistência não-drenada teórica, a exemplo do procedimento adotado para a umidade, foi considerado o inchamento produzido pela desaceleração de 100 g (nominal) até a parada total da centrífuga, e a retomada até 30 g (efetivo).

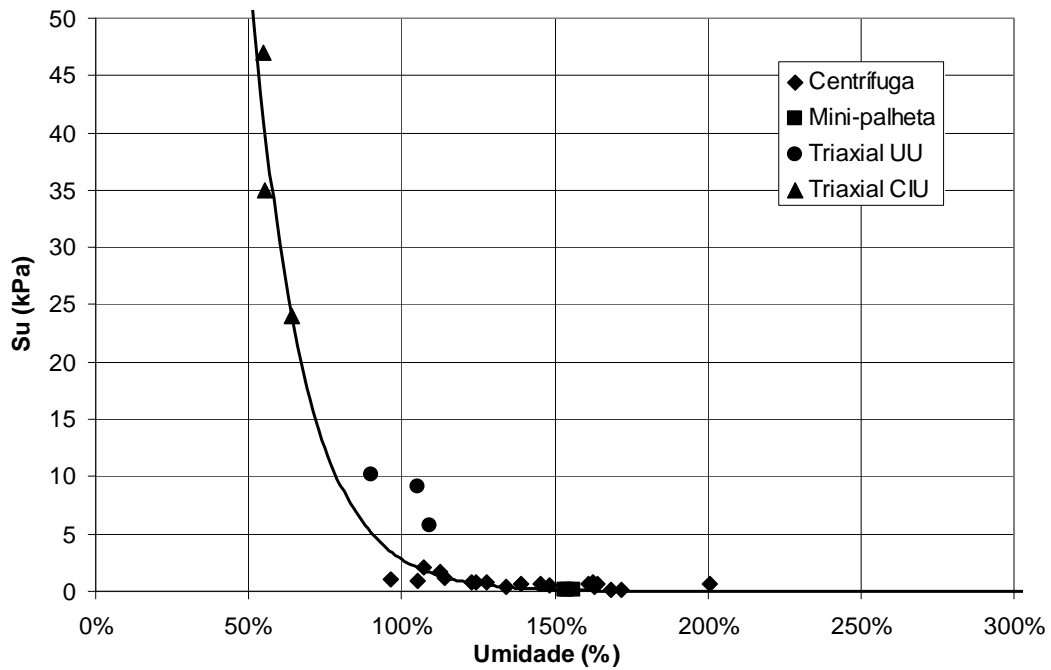


Figura 5.62 – Resumo dos valores de resistência não-drenada para o solo artificial.

A Figura 5.63, Figura 5.64, Figura 5.65 e Figura 5.66 apresentam os perfis de resistência não-drenada calculados e medidos para os ensaios E01, E04, E05 e E09, respectivamente.

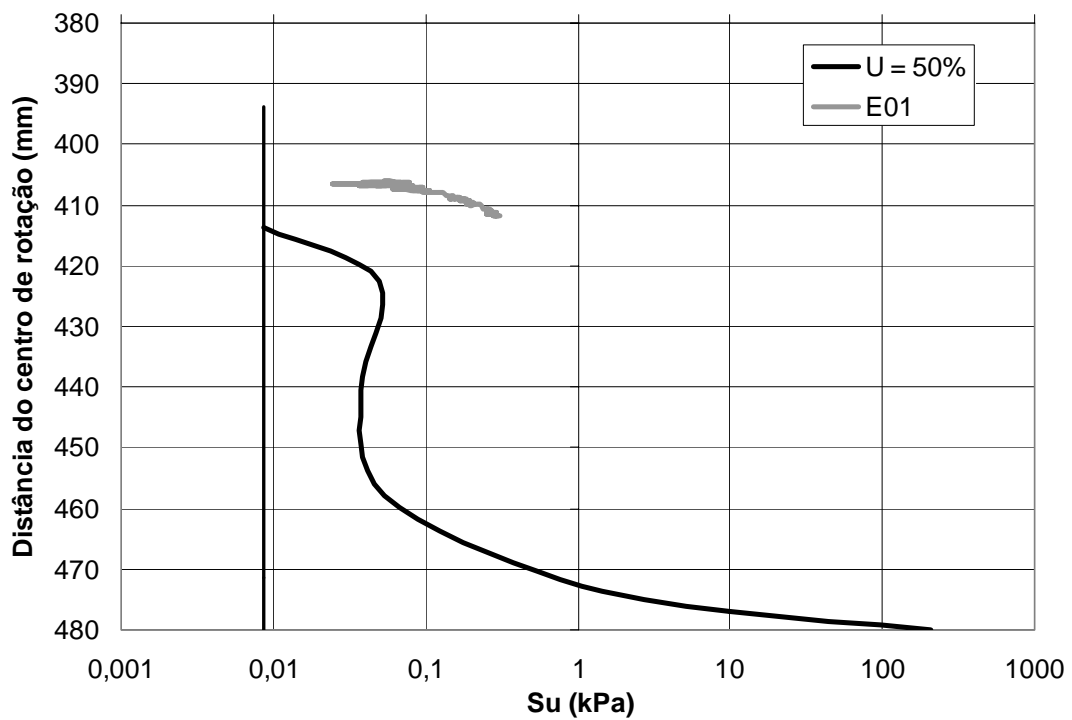


Figura 5.63 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio E01.

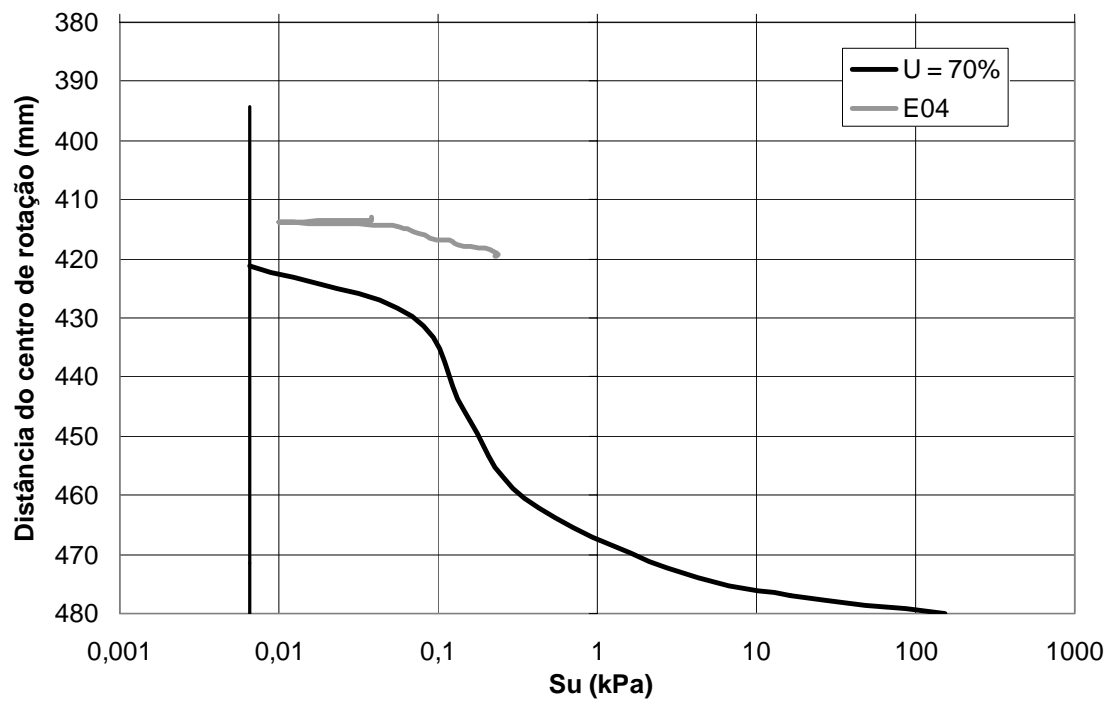


Figura 5.64 - Perfil de S_u experimental e teórico para o ensaio E04.

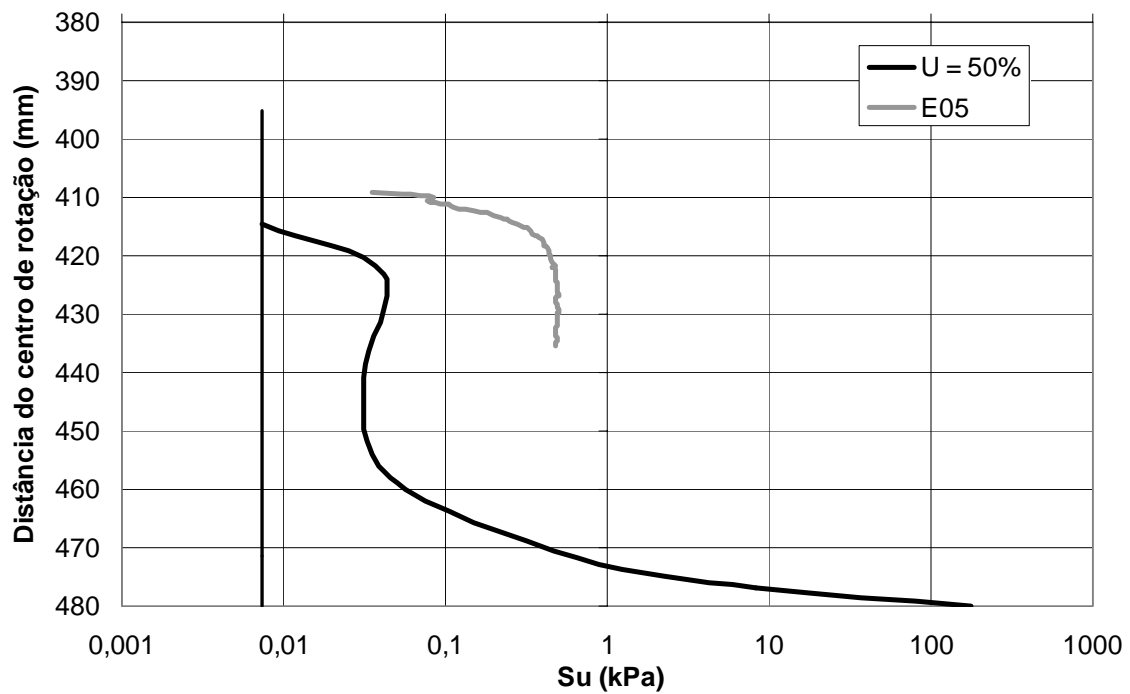


Figura 5.65 – Perfil de S_u experimental e teórico para o ensaio E05.

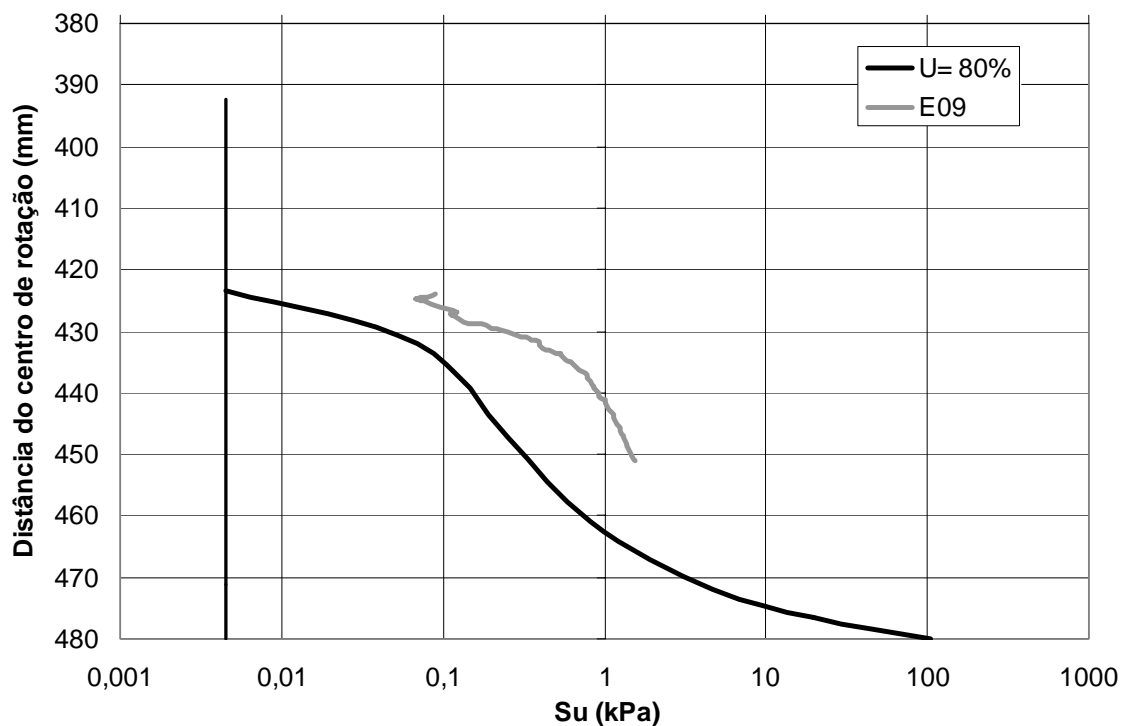


Figura 5.66 - Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio E09.

As comparações entre os resultados teóricos e experimentais mostram, por um lado, uma grande semelhança de comportamento, embora por outro lado fique evidente uma clara tendência de sub-avaliação da resistência não-drenada medida.

Mais uma vez observa-se, pelo formato dos perfis de resistência não-drenada, que o grau de adensamento calculado originalmente é sempre inferior ao medido, mostrando que o efeito da drenagem pelas paredes laterais é mais importante que inicialmente considerado.

5.5.3 RESULTADOS COM O SOLO NATURAL

Os perfis de resistência não-drenada dos ensaios realizados com o solo natural também foram calculados a partir da Equação (5.5), considerando, da mesma forma, a força vertical líquida lida na célula de carga, e igualmente adotando um valor variável para o fator de barra e o diâmetro efetivo. A Figura 5.67 apresenta, de maneira condensada, os resultados dos ensaios com o solo natural. Para essas amostras observa-se uma melhor homogeneidade de comportamento, tendo a reta de ajuste alcançado um índice de correlação linear superior

a 0,99, com a equação $Su = 1,2827z + 0,1002$. A velocidade de penetração adotada foi de 0,50 mm/s para todos os ensaios.

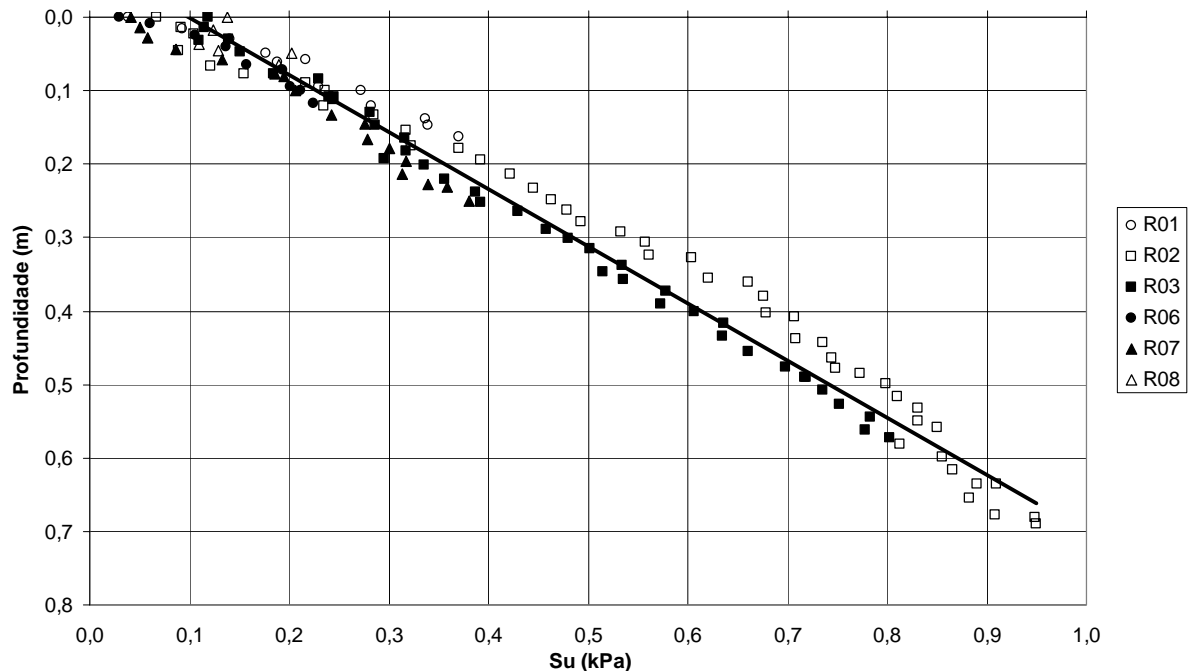


Figura 5.67 – Perfis de resistência não-drenada para as amostras de solo natural.

O ensaio R04 foi o único que mostrou comportamento ligeiramente diferente do restante, apresentando um gradiente de resistência mais rígido $k = 2,5$ kPa/m. Contudo, esse resultado foi considerado atípico.

Novamente, todos os resultados de resistência não-drenada obtidos nos ensaios em amostras indeformadas (palheta de campo e em laboratório com triaxial UU e CIU) e nos perfis de resistência de centrífuga foram consolidados em um só gráfico, apresentado na Figura 5.68, diretamente relacionados com a umidade de cada amostra.

Da mesma forma que no solo artificial, algumas correções se fizeram necessárias uma vez que nos ensaios de campo e triaxiais as amostras são indeformadas, contra amostras com cerca de apenas 15 horas de moldadas nos ensaios centrífugos. ALMEIDA & MARQUES (2003) relatam valores de sensibilidade de até 4,4 para a resistência não-drenada de amostras totalmente amolgadas. No entanto, as amostras introduzidas na centrífuga têm um tempo de reestruturação que precisa ser considerado, assim sendo adotou-se um valor médio de 2,0.

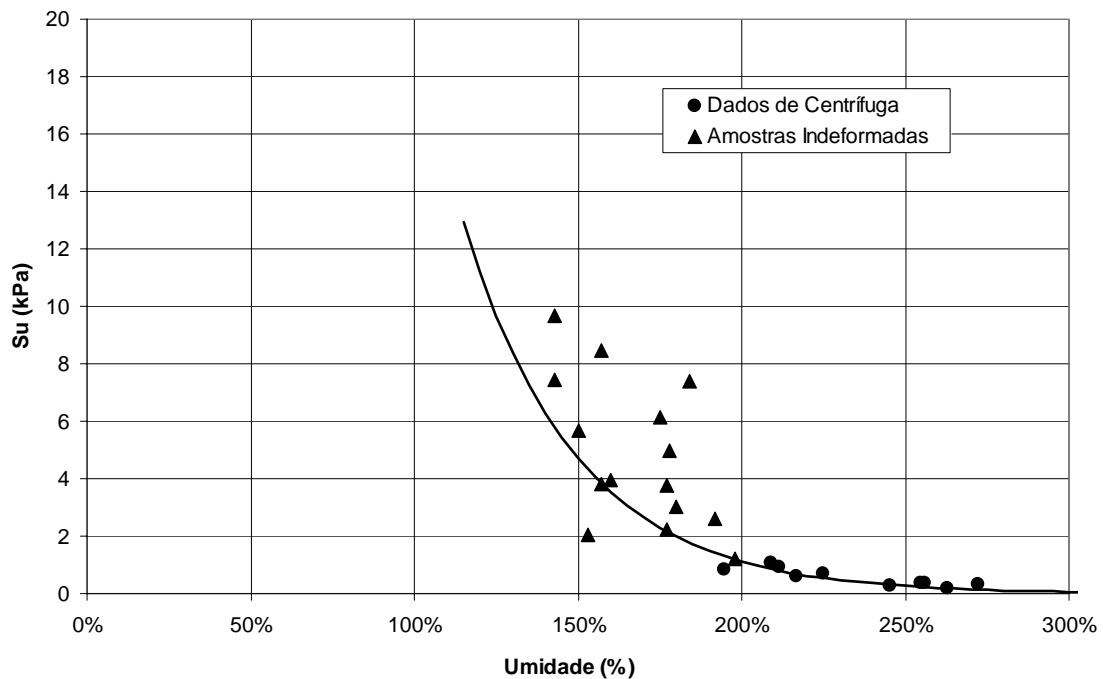


Figura 5.68 – Consolidação dos valores de resistência não-drenada para o solo natural.

Para obtenção da curva traçada na Figura 5.68, foram adotados os parâmetros propostos por ALMEIDA (1982), apresentados na Tabela 5.10. Esses valores foram introduzidos na Equação (3.10), dando origem à Equação (5.9).

$$S_u = 0,57e^{\left(\frac{5,80-2,60 \cdot w}{0,90}\right)} \quad (5.9)$$

Cabe observar que os valores de resistência medidos *in situ* estão próximos dos valores medidos nos ensaios centrífugos, demonstrando a baixa consistência do solo de campo. Mesmo assim, os referidos ensaios não foram realizados em lâmina d'água e sim nas margens, não tendo sido investigadas as camadas mais superficiais que são exatamente as mais úmidas. Esse fator é crucial na interpretação dos dados, uma vez que esse tipo de simulação física permite a construção de camadas modeladas com o mesmo padrão de perfil de resistência das camadas de protótipo.

De posse da Equação (5.9) é possível calcular a resistência não-drenada conforme o item 3.4.8. Da mesma forma que para o solo artificial, no solo natural foi considerado o inchamento produzido pela desaceleração de 100 g (nominal) até a parada total da centrífuga, e a retomada até 30 g (efetivo) para o cálculo da resistência não-drenada teórica. As equações utilizadas estão comentadas no item 3.4.8.

A Figura 5.69, Figura 5.70, Figura 5.71 e Figura 5.72 apresentam os perfis de resistência não-drenada calculados e medidos para os ensaios R01, R02, R03 e R07, respectivamente. A partir dos gráficos apresentados pode-se observar que, muito embora a semelhança de comportamento seja clara, os valores medidos são maiores do que os calculados, fato este já observado no solo artificial. Como esse comportamento não é verificado nas curvas de adensamento ou umidade, é possível que os parâmetros de estados críticos de amostras indeformadas, utilizados na Equação (5.9), não simule com exatidão a realidade de amostras centrífugas.

De maneira geral, os estágios de adensamento relativos aos ensaios da Figura 5.69 a Figura 5.72 são consistentes com os estágios de adensamento das previsões de dissipação de poro-pressão e umidade apresentados anteriormente.

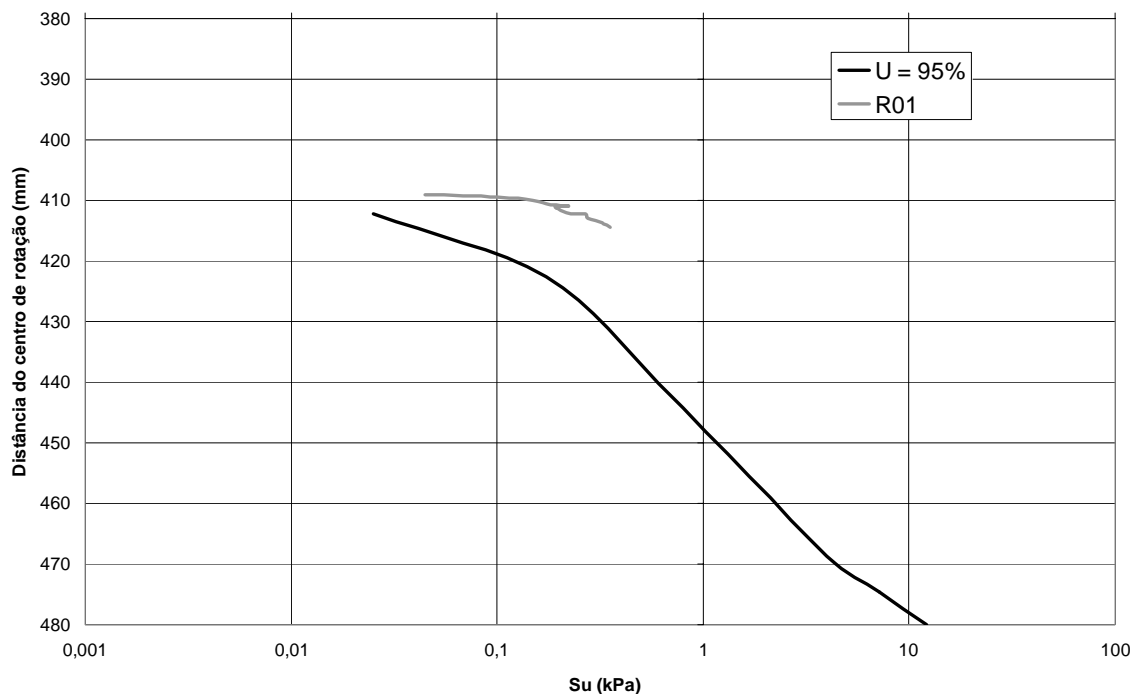


Figura 5.69 – Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R01.

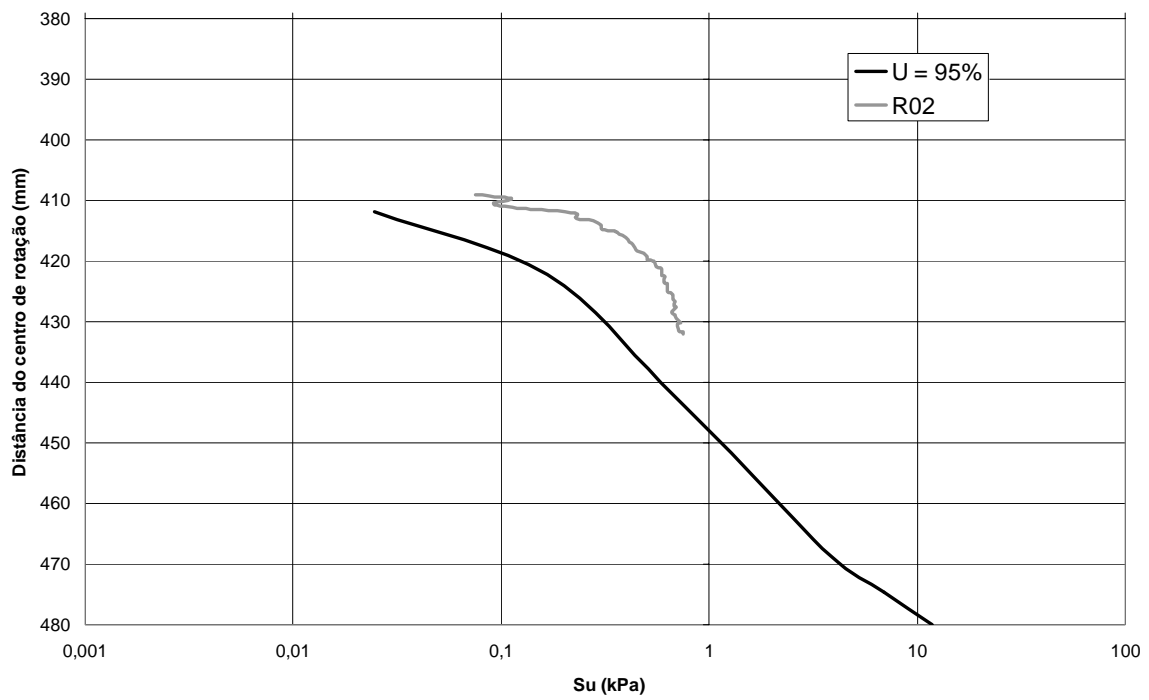


Figura 5.70 – Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R02.

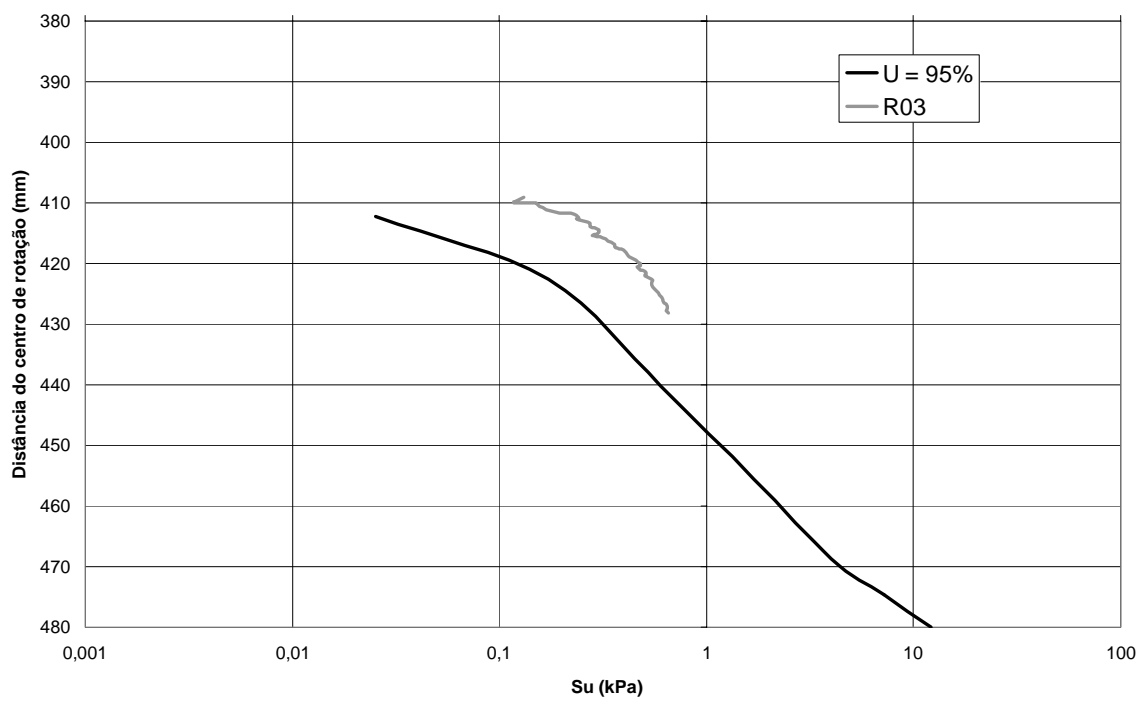


Figura 5.71 – Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R03.

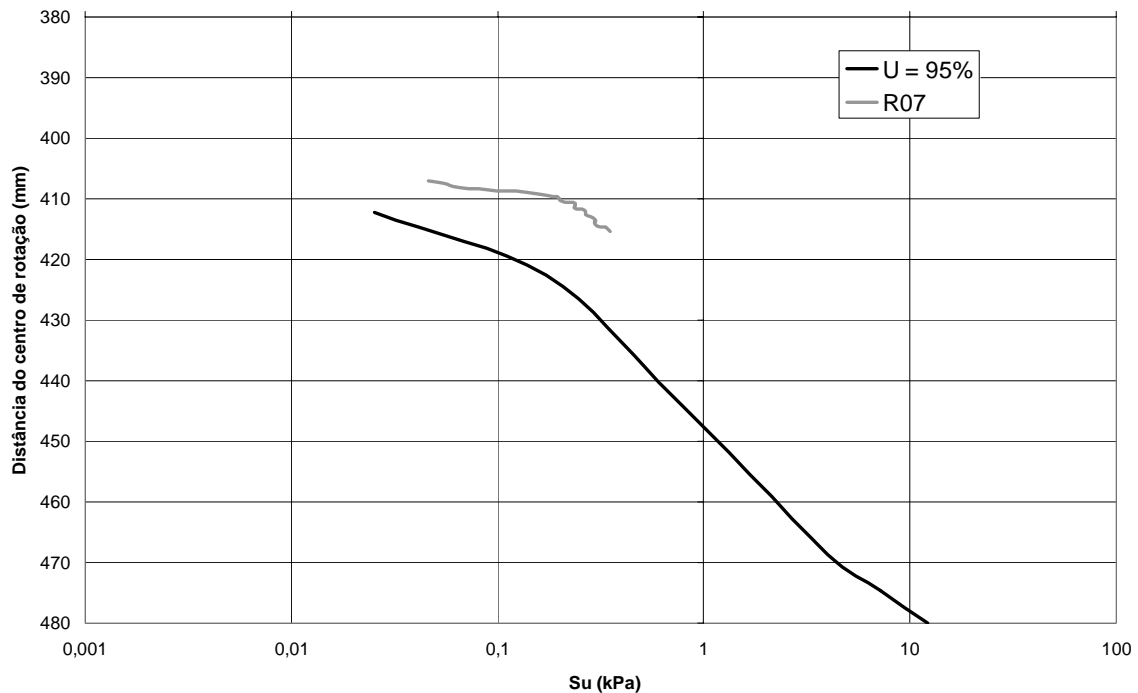


Figura 5.72 – Perfil de Su experimental e teórico para o ensaio R07.

Finalmente, cabem algumas observações acerca das velocidades de penetração adotadas para os ensaios de Barra-T com o sistema haste-duto. As velocidades, em escala de modelo, utilizadas nos testes foram de 0,05 e 0,50 mm/s, tendo conduzido a valores em protótipo de 1,7 e 17,0 m/s. Calculando a velocidade normalizada através da Equação (2.39), chega-se a valores respectivamente de 76 e 760, para o solo artificial, e 150 para o solo natural.

Segundo HOUSE et al. (2001), o valor padrão para a velocidade normalizada em um ensaio de cone com uma argila de coeficiente de adensamento vertical de 10^{-7} m²/s é da ordem de 70. O mesmo equipamento com um solo de $c_v=10^{-8}$ m²/s leva a uma velocidade normalizada de cerca de 700, i.e., 10 vezes maior que o exemplo anterior. Dessa forma, conclui-se que os valores adotados são satisfatórios e estão dentro da margem prevista de um ensaio convencional. Cabe lembrar que a velocidade normalizada de 76 foi utilizada em apenas dois ensaios, tendo recebido tratamento diferenciado na análise.

5.5.4 COMPARAÇÕES EM TERMOS DO ÍNDICE DE LIQUIDEZ

O índice de liquidez (I_L) é um parâmetro extremamente útil na descrição do estado natural de solos argilosos. É notório que a vantagem em se calcular I_L para amostras naturais ou remoldadas reside no fato de todos os solos apresentarem resistências muito semelhantes no limite de liquidez, seja ele definido pelo equipamento *fall cone* ou pelo aparelho de Casagrande. WOOD & WROTH (1978) concluíram que a resistência apresentada pelos solos remoldados é aproximadamente de 1,7 kPa, no limite de liquidez, e de cerca de 100 vezes maior no limite de plasticidade (170 kPa). Os autores ainda obtêm a Equação (5.10) que correlaciona a resistência de solos remoldados com o índice de liquidez.

$$Su = 170e^{-4.605 I_L} \quad (5.10)$$

A Figura 5.73 apresenta uma comparação de todos os valores de resistência apresentados neste trabalho, em relação à curva proposta por WOOD & WROTH (1978), para os solos artificial e natural, respectivamente. Conforme se pode observar nos gráficos, os valores mostram relativa linearidade, acompanhando a tendência da curva de referência.

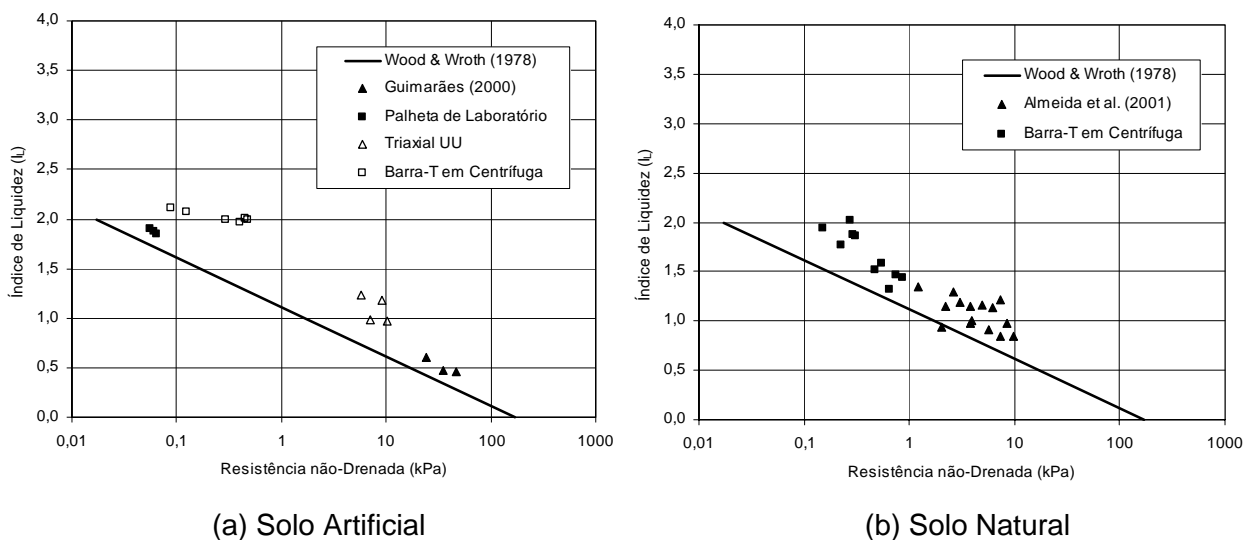


Figura 5.73 – Comparação entre valores de S_u encontrados e o I_L .

Cabe ainda observar que a definição de resistência não-drenada em solos com umidade acima do w_L é bastante complicada. Para amostras neste estado, o comportamento reológico do material é bastante importante, tornando-o ainda mais sensível a efeitos de velocidade. Nestes casos, cresce ainda mais a importância da correta definição das velocidades dos processos envolvidos em mobilização de resistência.

5.6 ENSAIOS DE MODELAGEM FÍSICA CONVENCIONAL

5.6.1 CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS REALIZADOS

Para os ensaios de modelagem física convencional, também denominados 1G em alusão a não serem procedimentos realizados na centrífuga, foi utilizado apenas o solo artificial, uma vez que o solo natural possui outra cor básica, o que exigiria um novo estudo de textura rastreável.

A velocidade de translação horizontal do duto foi mantida constante em todos os ensaios, tendo em vista que estudos de variação deste parâmetro fogem do escopo principal do trabalho. Assim sendo, a determinação do valor de velocidade a se adotar acabou por ser definida em função da aplicabilidade da análise computacional de velocimetria de partículas, questão essa que já foi abordada anteriormente.

Estimou-se que a distância máxima desejável percorrida pelo duto entre dois quadros é de cerca de 0,3 mm. Tendo em vista a capacidade de transmissão de dados entre a câmera e o computador. Em termos concretos, usando uma conexão USB 1.0, uma foto com máxima resolução leva cerca de 7 s para ser transmitida, acarretando uma velocidade máxima de translação do duto de 0,04 mm/s. Aumentar a velocidade acima desses valores requer uma conexão mais rápida, ou a utilização de cartão de memória de grande capacidade, fazendo com que os dados permaneçam gravados na própria câmera para posterior transmissão.

Por uma questão de conservadorismo, adotou-se a velocidade de 0,02 mm/s que permite a transmissão dos dados mesmo com alguma flutuação na conexão. Em termos geotécnicos, essa velocidade ainda precisa ser compatível com a velocidade de translação adotada na centrífuga, i.e., os dois comportamentos precisam ser essencialmente não-drenados. Adotando-se o critério proposto por HOUSE et al. (2001), a velocidade normalizada definida na Equação (2.18) deverá estar acima de 70 unidades para que o valor adotado esteja no ramo não-drenado do comportamento do solo.

$$\bar{v} = \frac{v \cdot d}{c_v} \quad (2.18)$$

Substituindo os parâmetros da modelagem 1G na Equação (2.18), encontra-se o valor 91 para a velocidade normalizada, estando portanto inserido no intervalo de comportamento não-drenado descrito anteriormente.

Quanto ao deslocamento adotado, optou-se por transladar o duto em meio diâmetro, i.e. 25 mm, uma vez que tentativas anteriores sugeriram ser esse movimento suficiente para a plena mobilização das superfícies de ruptura.

Em cada ensaio foram realizados três ciclos de deslocamento, procurando-se com isso observar as alterações nas linhas de ruptura após o primeiro carregamento. O número de iterações não foi maior que três em função do tempo relativamente grande necessário para realização de cada etapa.

Ao todo foram realizados 6 ensaios considerados definitivos onde procurou-se variar a umidade da lama e as profundidades de enterramento. Quanto à variação da umidade do solo, realizou-se metade dos testes com 150% e a outra metade com 200%, objetivando principalmente observar possíveis mudanças no desenvolvimento das superfícies de ruptura. A lama foi simplesmente colocada no interior do aparato com a ajuda de um direcionador, sem sofrer qualquer adensamento. A realização de ensaios com valores menores de umidade provavelmente irão requerer a implementação de um processo de adensamento no local. No tocante às profundidades de enterramento, adotaram-se as razões H/D de 50%, 100% e 200% de modo a obter as diferentes situações de ruptura em cada caso. A Tabela 5.19 apresenta de forma resumida os principais parâmetros dos ensaios realizados.

Tabela 5.19 – Parâmetros dos ensaio de modelagem física convencional.

Ensaio	Data	Umidade	H / D
1	30-11-2004	150 %	200 %
2	30-11-2004	150 %	100 %
3	03-12-2004	150 %	50 %
4	11-01-2005	200 %	200 %
5	18-01-2005	200 %	100 %
6	21-01-2005	200 %	50 %

Certamente que seria desejável ampliar o espectro de razões de enterramento para valores acima de 300%, no entanto, as dimensões do equipamento construído não permitem essa implementação sem que ocorram sérios efeitos de fronteira, ou mesmo uma impossibilidade física.

5.6.2 IMAGENS DOS ENSAIOS

A seguir serão apresentadas imagens superpostas do início e fim da seqüência de fotos, para cada um dos três ciclos realizados em cada uma das três profundidades de enterramento, nos ensaios com 150 % de umidade. A Figura 5.74 apresenta a situação de enterramento $H/D=200\%$, enquanto a Figura 5.75 e a Figura 5.76 têm $H/D=100\%$ e $H/D=50\%$, respectivamente. As setas existentes nas figuras indicam o sentido de movimentação do duto.

A primeira observação de caráter geral a ser feita sobre as figuras em estudo diz respeito ao deslocamento do duto em cada ciclo. Pode-se observar claramente que o espaço percorrido no 1º ciclo não parece ser o mesmo do 2º e 3º ciclos. Na realidade, o caro de reboque, onde fica presa a haste que suporta o duto, foi deslocado sempre da mesma distância.

No entanto, em função da própria resistência oferecida pelo solo e pelo atrito com o vidro, a haste gira ligeiramente em relação a um eixo imaginário de rotação posicionado no carro, como mostra a Figura 5.77, provocando uma redução no translado final do duto. Um outro aspecto que também colabora para essa situação é a própria deformação elástica da haste. Procurou-se minimizar esse efeito com a adoção de um encaixe bem justo da haste no carro, no entanto, sua eliminação por completo exigiria apoios laterais que prejudicariam a leitura da célula de carga vertical.

Para o ensaio com $H/D = 200\%$ (Figura 5.74), a imagem final do 2º ciclo parece bem próxima da imagem inicial do 1º ciclo, a não ser pela pequena diferença de deslocamento provocada pelo efeito descrito anteriormente. Por sua vez, as imagens finais dos 1º e 3º ciclos também são praticamente coincidentes.

O movimento retilíneo imposto pelo carro provoca um aumento da altura do solo na frente do duto e uma redução atrás, criando um formato de onda típico do comportamento não-drenado, onde praticamente não há variação de volume.

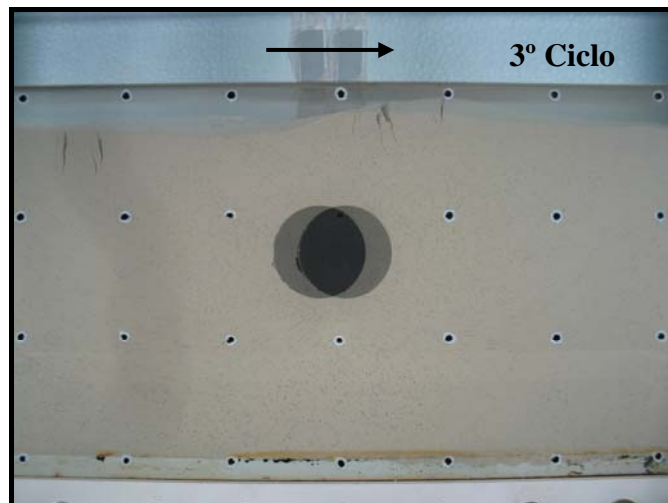
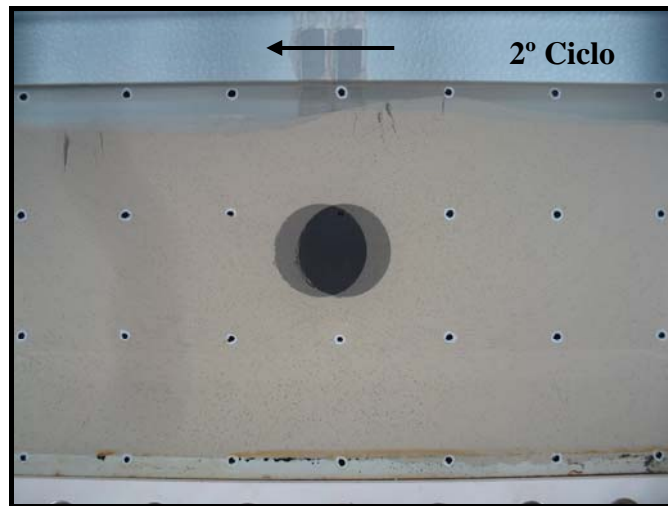
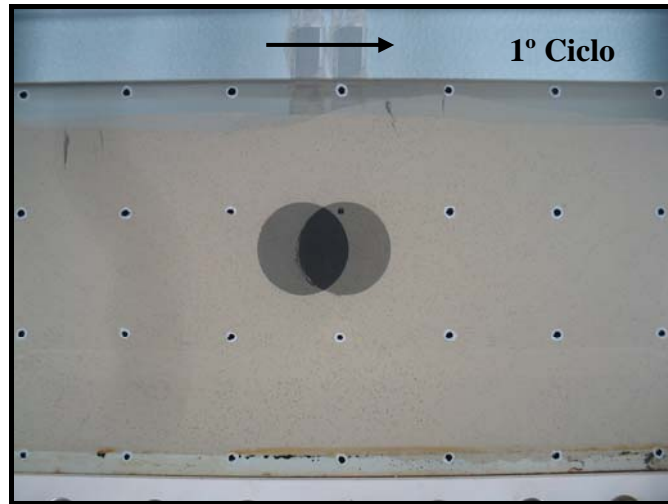


Figura 5.74 – Fotos iniciais e finais superpostas para $H/D=200\%$ e umidade 150%.

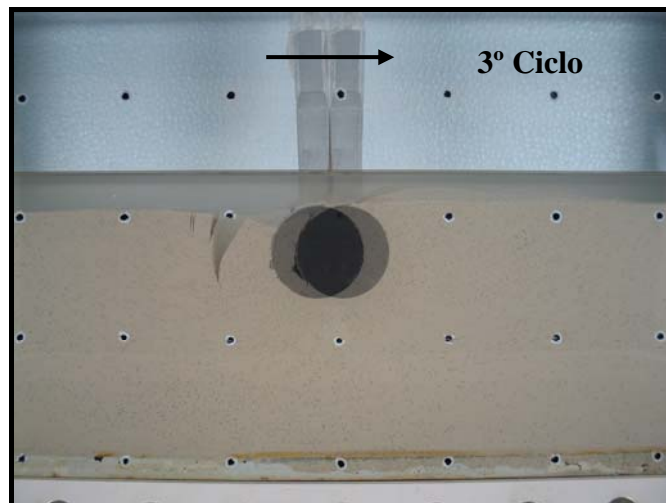
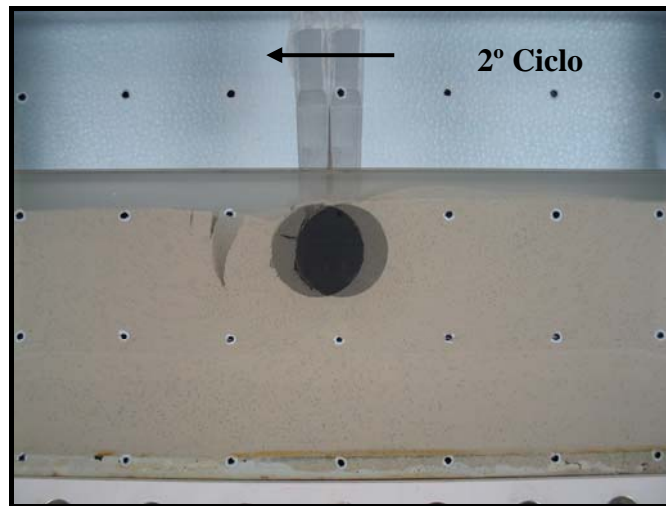
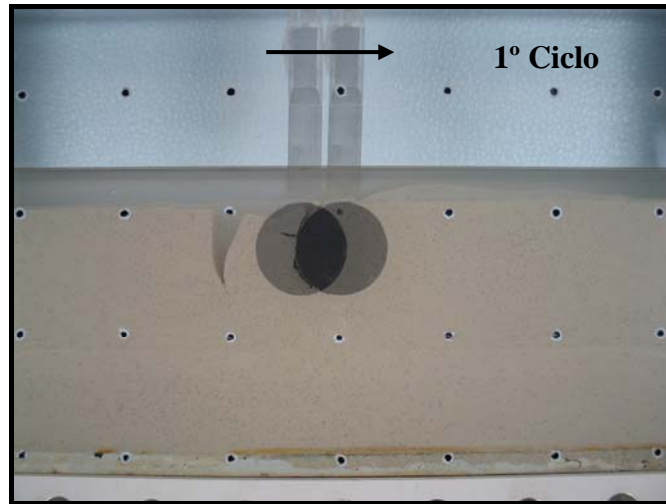


Figura 5.75 – Fotos iniciais e finais superpostas para $H/D=100\%$ e umidade 150%.

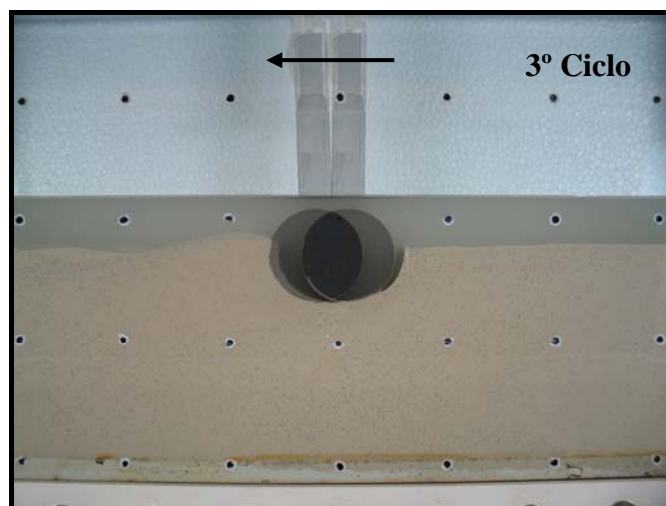
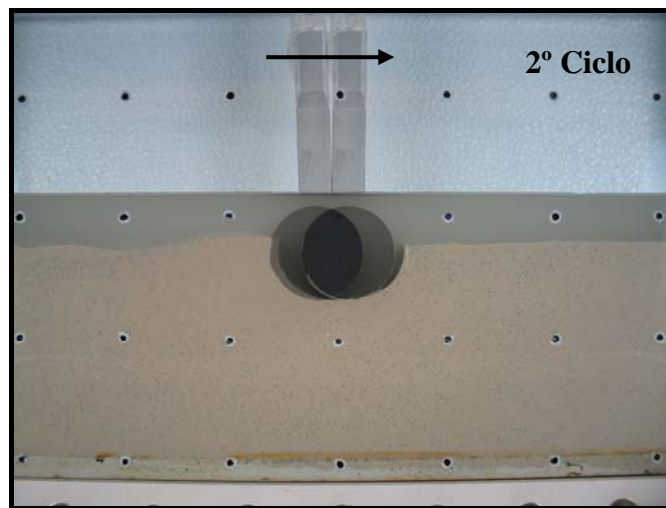
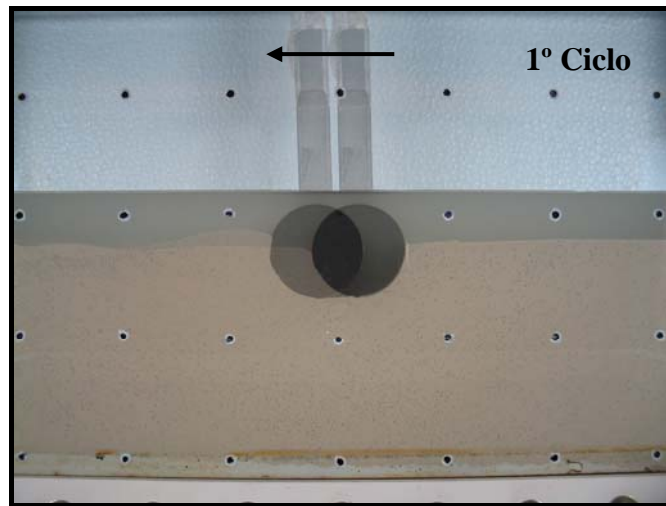


Figura 5.76 – Fotos iniciais e finais superpostas para $H/D=50\%$ e umidade 150%.

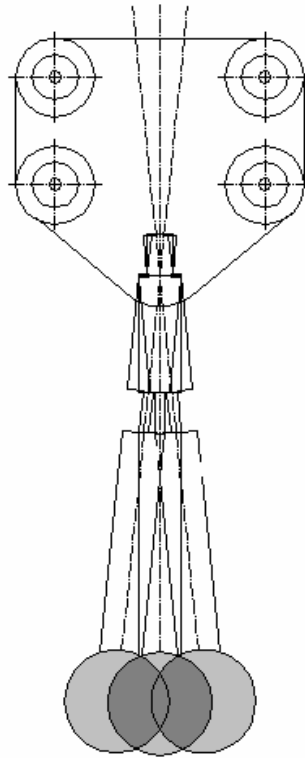


Figura 5.77 – Movimento de rotação do duto e da haste em torno do ponto de fixação.

Ainda sobre a Figura 5.74, não foi observada a formação de qualquer vazio atrás do duto, tendo a massa de solo se distorcido para acompanhar a movimentação apenas com a formação de pequenas trincas próximas à superfície do solo. A sucção gerada logo atrás do duto pelo isolamento com a superfície é provavelmente a força responsável por manter todo o conjunto coeso. Certamente que, quando de deslocamentos maiores, esse equilíbrio temporário pode ser rompido.

Para a Figura 5.75, cujo enterramento é de 100%, novamente aparece o acúmulo de material à frente do duto, assim como uma depressão na parte traseira. No entanto, nesse caso há a ocorrência de uma grande trinca de tração no solo interrompendo a continuidade da camada. Essa ocorrência tem implicações diretas com a resistência uma vez que, além da trinca, não há como ter a propagação da superfície de ruptura e, portanto, mobilização de esforços.

Uma outra observação importante, ainda referente ao caso de enterramento 100% (Figura 5.75), diz respeito à adesão do solo à parede posterior do duto. Na realidade, a ruptura ocorre no solo e não na interface solo-estrutura, esse fato evidencia a importância e a clara

participação da porção anterior do solo na mobilização de resistência durante o processo de ruptura.

A redução de poro-pressão em uma região junto à face posterior do duto pode provocar um acréscimo de resistência localizado, responsável por manter a trinca de ruptura longe da interface entre solo e duto. Deve-se observar que uma porção do solo é arrastada durante parte do movimento, mantendo-se coesa ao conjunto.

Já na Figura 5.76, onde o duto se encontra apenas 50% enterrado, a massa de solo se desliga da interface logo no início, não acompanhando o deslocamento. Certamente que a situação de recobrimento em torno do duto, por envolver uma superfície em posição menos favorável, não permite a formação de uma zona de sucção como nos casos anteriores. Essas considerações serão abordadas novamente no próximo capítulo, levando-se em conta outras análises.

Cabe ainda destacar a importância da velocidade de realização dos ensaios, que nos casos apresentados foi sempre a mesma. Certamente que, com o aumento da velocidade de translação do duto, a influência da sucção tende a aumentar, e vice-versa. Assim sendo, há a necessidade de se estabelecer limites de validade para cada comportamento. Esse estudo foge ao escopo inicial da tese e será sugerido como pesquisa futura.

A seguir serão apresentadas imagens superpostas do início e fim da seqüência de fotos, também para cada um dos três ciclos realizados em cada uma das três profundidades de enterramento, nos ensaios com 200 % de umidade. A Figura 5.78 apresenta a situação de enterramento $H/D=200\%$, enquanto a Figura 5.79 e a Figura 5.80 têm $H/D=100\%$ e $H/D=50\%$, respectivamente.

Assim como nos ensaios com 150% de umidade, as imagens de fim do 1º e 3º ciclos são bem próximas uma das outras, bem como as imagens de fim do 2º ciclo também se assemelham muito à situação de início de ensaio.

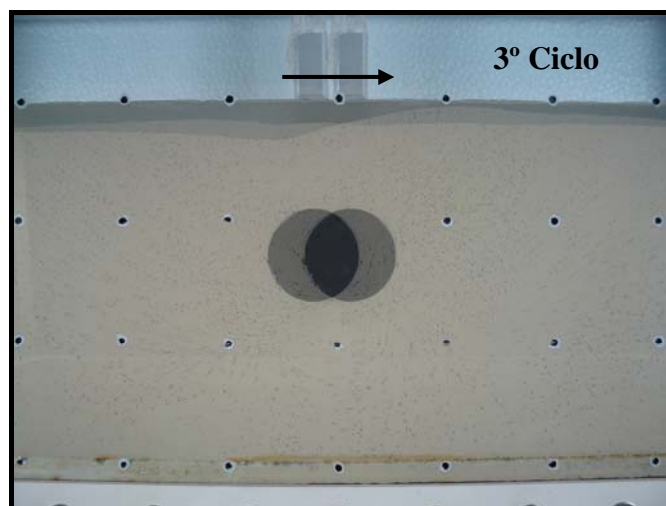
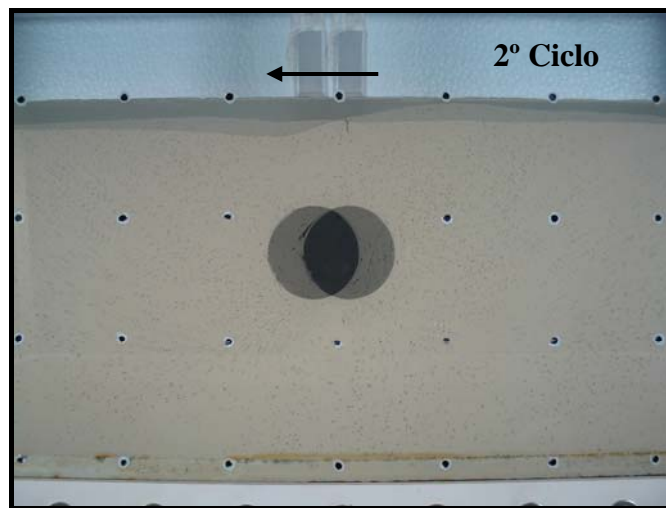
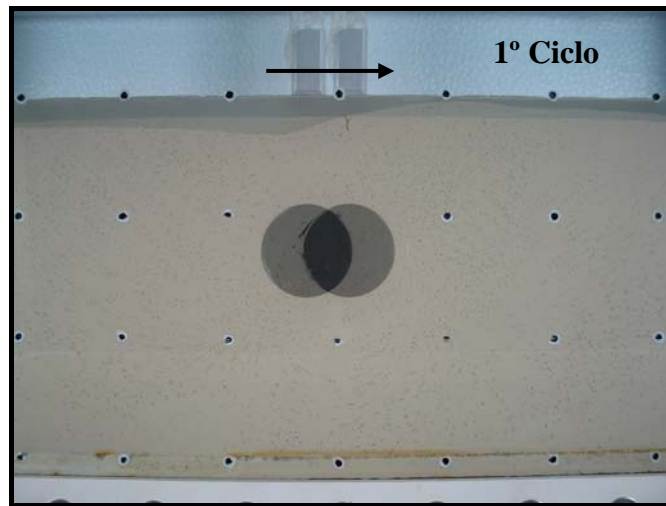


Figura 5.78 – Fotos iniciais e finais superpostas para $H/D=200\%$ e umidade 200%.

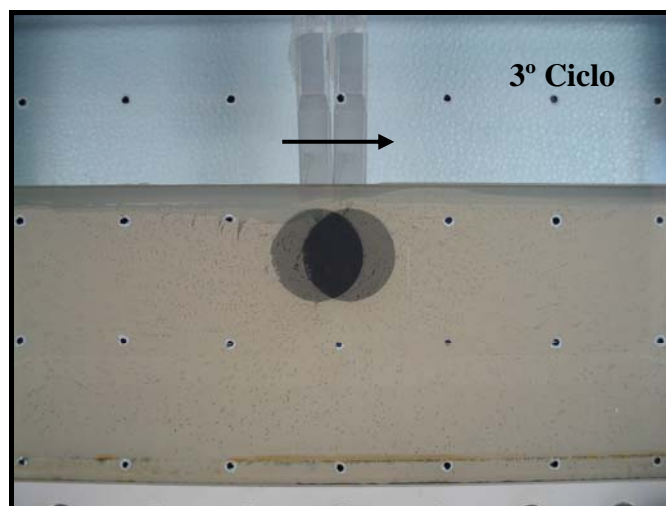
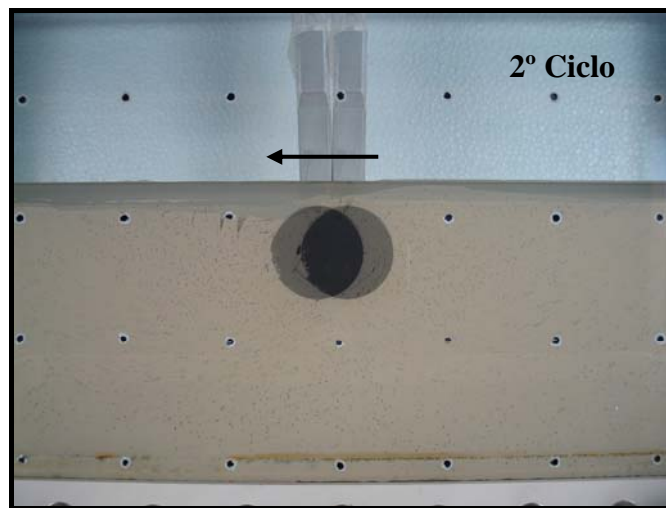
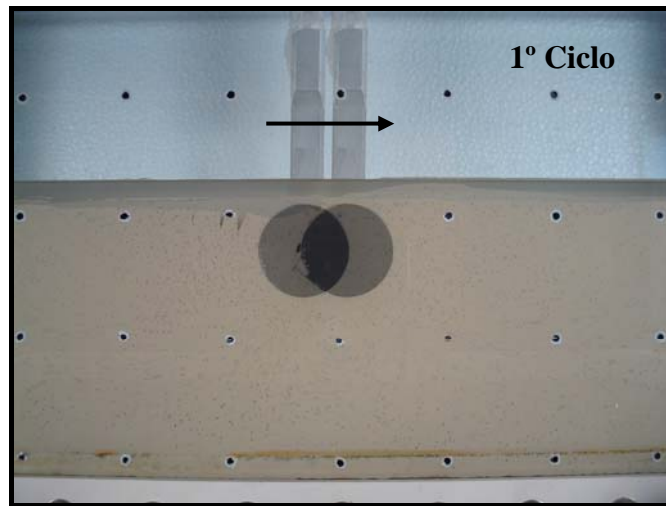


Figura 5.79 – Fotos iniciais e finais superpostas para $H/D=100\%$ e umidade 200%.

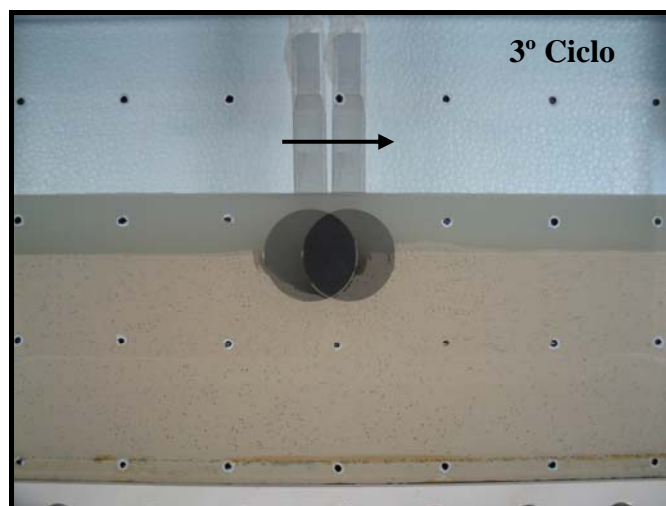
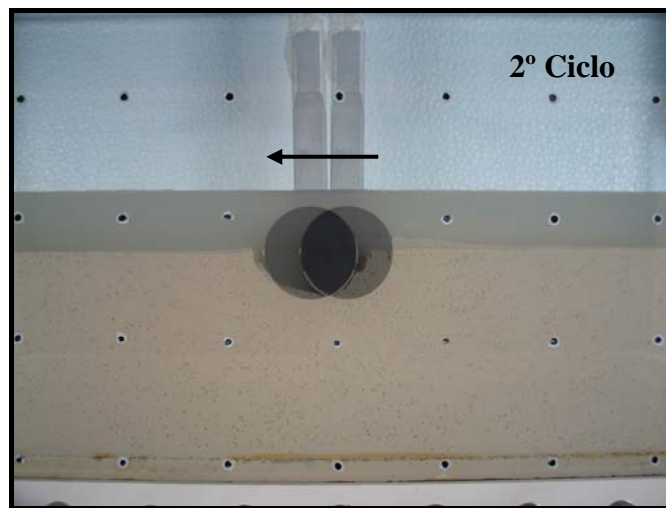
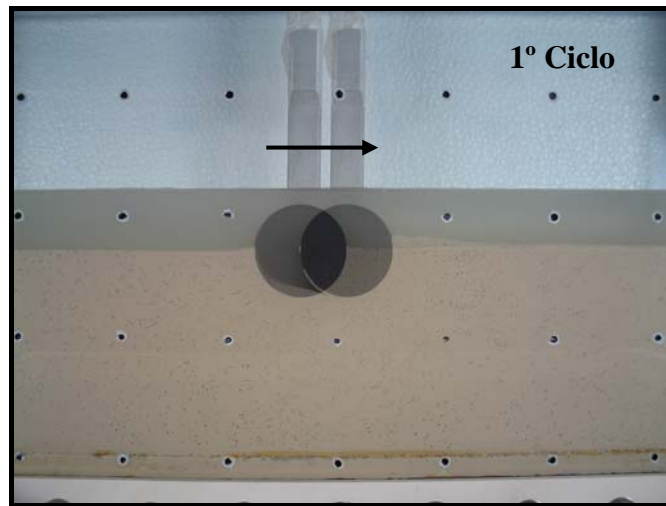


Figura 5.80 - Fotos iniciais e finais superpostas para $H/D=50\%$ e umidade 200%.

No entanto, para o caso de 200% de enterramento, observam-se bem menos trincas superficiais, e de tamanhos bem inferiores, para a umidade de 200% em relação à de 150%. Essa tendência fica evidente para o caso onde $H/D = 100\%$, quando na Figura 5.75 observa-se uma grande trinca, enquanto na Figura 5.79 as dimensões das aberturas são bem mais modestas.

Uma observação mais cuidadosa revela uma diferença de comportamentos dentro da própria massa de solo. A Figura 5.81 apresenta uma visão aproximada da massa de solo nas áreas cisalhadas, referente ao início do 3º ciclo, no caso de 200% de enterramento, para as situações de 150% e 200% de umidade, respectivamente.

Observa-se claramente a presença de microfissuras, ao longo da região mais solicitada, para a situação de 200% de umidade, enquanto não há fissuras visíveis para o outro caso. Esse comportamento foi observado nos três enterramentos ensaiados, sendo mais evidente na situação apresentada. Cabe lembrar que se procurou manter todos os parâmetros de ensaio inalterados de forma que apenas a umidade do solo, e por conseqüência sua resistência, fosse modificada. No entanto, conforme mostra a Figura 5.62, a resistência para valores entre 150% e 200% de umidade são bastante próximas, especialmente quando comparada a ensaios acima do limite de liquidez.

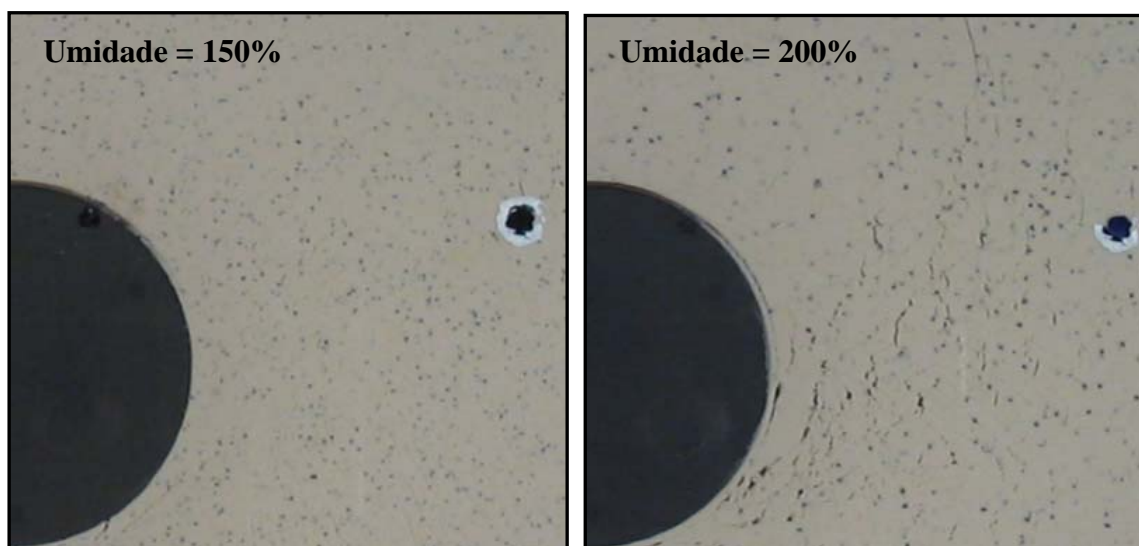


Figura 5.81 – Vista da área cisalhada no caso de 200% de enterramento.

Analisando as imagens da Figura 5.81, pode-se concluir que o solo mais fraco, com 200% de umidade, não resistiu às deformações impostas pelo movimento do duto, fissurando-se

em muitos locais ao longo da zona de maior solicitação. Esse fato pode justificar alguma perda da resistência mobilizada, em função do total colapso da estrutura do solo.

5.6.3 FORÇAS MEDIDAS DURANTE OS ENSAIOS

Muito embora a função precípua da utilização do aparato de modelagem física convencional tenha sido a visualização do processo de ruptura, foram instalados transdutores de força vertical e horizontal com o objetivo de agregar informação às análises. O principal contraponto é que o atrito, gerado na manutenção do perfeito ajuste do duto no vidro, torna-se extremamente importante durante o ensaio, em função da baixa resistência do solo.

No intuito de avaliar a força de atrito, foi realizado um ensaio sem solo na mesma velocidade de translação do duto utilizada nos ensaios com solo. Os resultados mostram uma força horizontal e vertical aproximadamente constantes, e de magnitudes médias 9,1 N e 5,4 N, respectivamente, conforme mostra a Figura 5.82.

Os valores medidos de força horizontal total para os ensaios com umidade de 150% e 200% estão apresentados na Figura 5.83 e Figura 5.84, respectivamente.

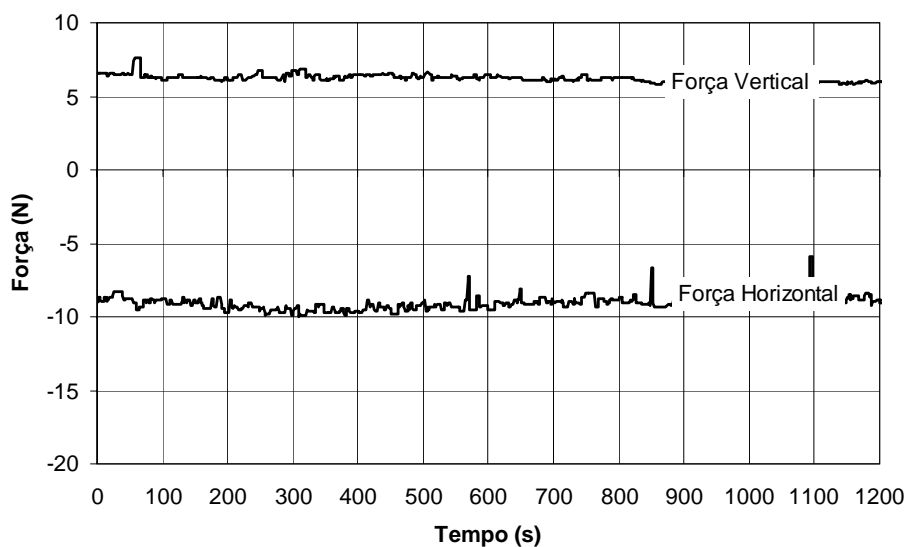


Figura 5.82 – Forças de atrito vertical e horizontal medidas em ensaio sem solo.

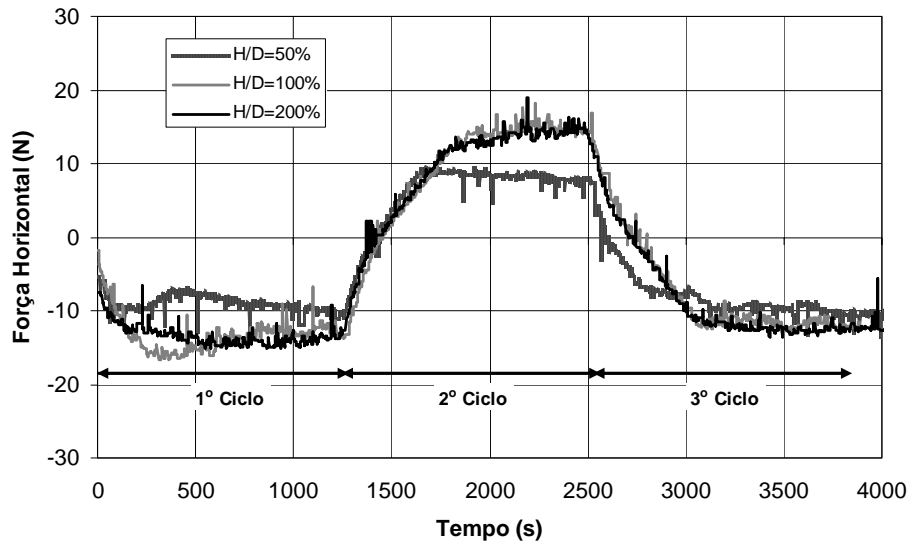


Figura 5.83 – Força horizontal total para os ensaios com 150% de umidade.

Cabe relatar que, em função do chaveamento elétrico constitutivo do modo de operação do motor de passo, uma grande quantidade de ruído foi observada no sinal de leitura dos transdutores de força. Tentou-se por diversas vezes eliminar esse ruído, valendo-se da blindagem de cabos e do aterramento do sistema, mas conseguiu-se apenas minimizar seus efeitos. Assim sendo, optou-se por tratar os dados obtidos com a utilização de um filtro digital que conseguisse realizar a limpeza da maior parte dos ruídos. Dessa forma, todos os gráficos apresentados foram tratados por esse filtro.

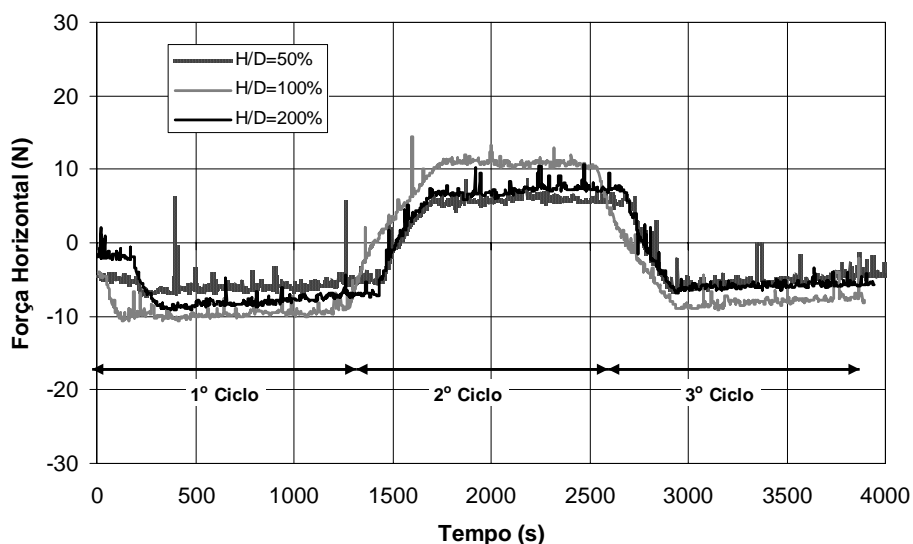


Figura 5.84 – Força horizontal total para os ensaios com 200% de umidade.

A Figura 5.83 e Figura 5.84 apresentam a força horizontal total mobilizada para os três ciclos realizados. Deste modo, observam-se três patamares antagônicos, sendo dois com valores negativos, indicando que a força medida tem sentido para esquerda, e um central com valores positivos, indicando que a força medida tem sentido para a direita.

Inicialmente observa-se que, não obstante essas curvas ainda estejam contaminadas com o atrito entre o vidro e o duto, os valores para 150% de umidade são cerca de um terço superiores aos de 200%. Esse tipo de comportamento já era esperado e está em consonância com as observações levantadas acerca da Figura 5.81.

Os valores medidos de força horizontal líquida, i.e. a força horizontal total descontando-se um valor fixo de atrito entre o vidro e o duto, para os ensaios com umidade de 150% e 200% estão apresentados na Figura 5.85 e Figura 5.86, respectivamente. Os trechos nulos nessa figuras estão associados a valores de força medidos, iguais ou inferiores à força de atrito.

Certamente que o atrito não é uma constante, não sendo rigorosamente correta a subtração efetuada para o cálculo da força horizontal líquida. No entanto, esse procedimento dá uma nítida idéia da magnitude do atrito diante dos valores mensurados. Em termos práticos, as forças horizontais totais obtidas para as amostras com 200% de umidade são da mesma ordem de grandeza do atrito, inviabilizando qualquer conclusão sobre seu comportamento.

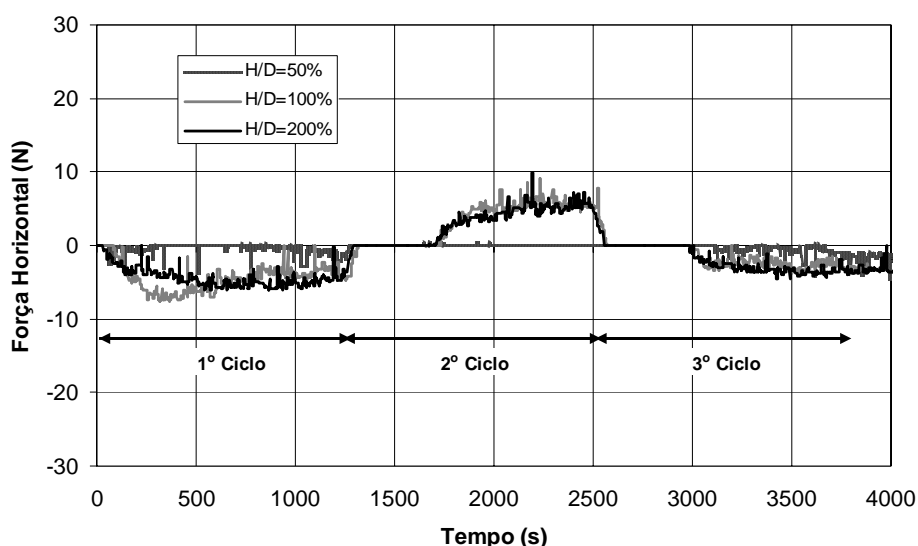


Figura 5.85 - Força horizontal líquida para os ensaios com 150% de umidade.

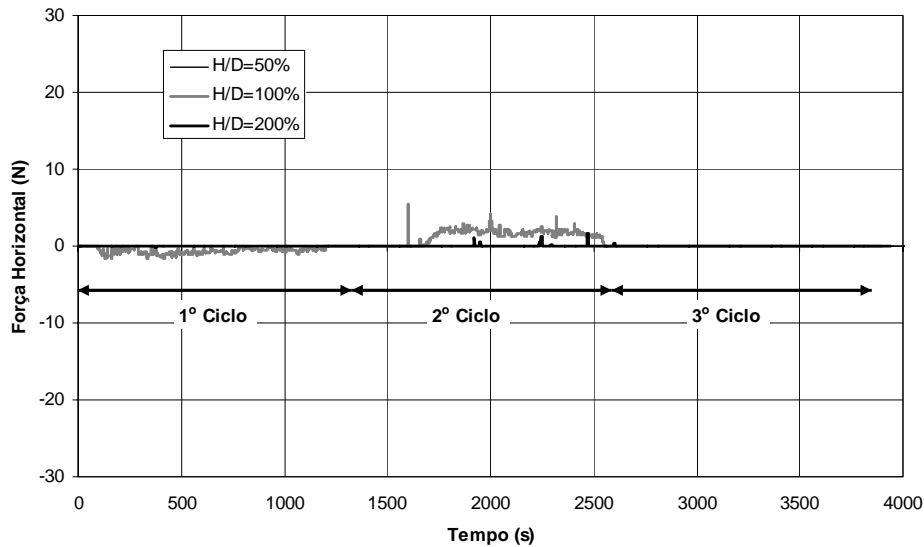


Figura 5.86 - Força horizontal líquida para os ensaios com 200% de umidade.

Quanto aos ensaios com 150% de umidade, observou-se um registro maior, em média 5 N acima do máximo valor medido para o atrito, para as razões de enterramento 100% e 200%. Essas duas curvas se mostraram bastante próximas com valores praticamente superpostos. A situação para $H/D = 50\%$, a exemplo das curvas da Figura 5.86, mobilizou resistência da mesma ordem de grandeza do atrito, i.e., inviabilizado qualquer interpretação.

As forças verticais estão representadas na Figura 5.87 e Figura 5.88, referentes aos ensaios com 150% e 200% de umidade, respectivamente. Pode-se observar, pela magnitude das forças obtidas, que a ordem de grandeza do atrito mobilizado é bastante importante. Assim sendo, torna-se bastante difícil a análise precisa de dados sobre esse comportamento.

Embora as curvas não possam ter a parcela do atrito retirada, podem-se observar picos de compressão nas mudanças de ciclos, quando a haste e o duto são ligeiramente girados (Figura 5.77), forçando sua base contra o solo. Destaca-se aqui o aumento significativo da referida compressão, que na realidade representa uma força ascendente, ao início do 3º ciclo, em relação ao início do 2º ciclo. Posteriormente serão tecidos maiores comentários a respeito deste fato.

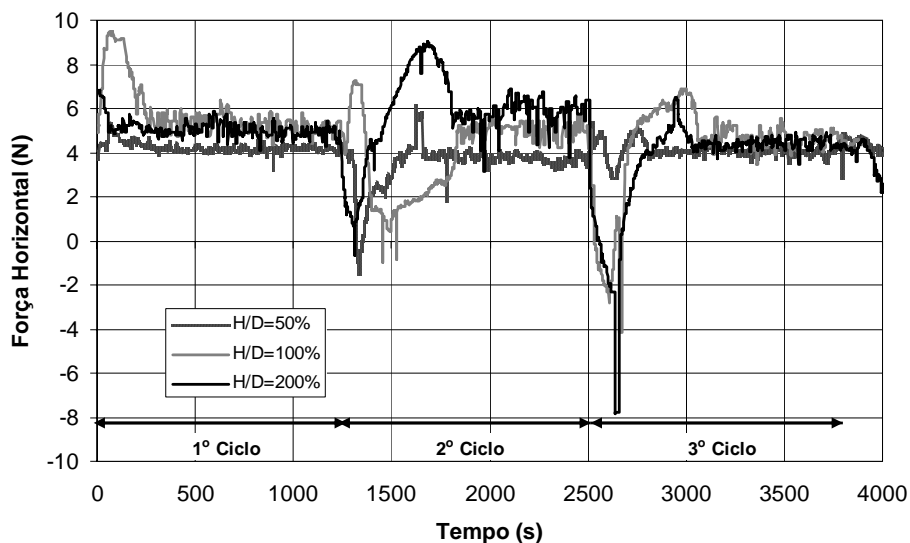


Figura 5.87 – Força vertical total para os ensaios com 150% de umidade.

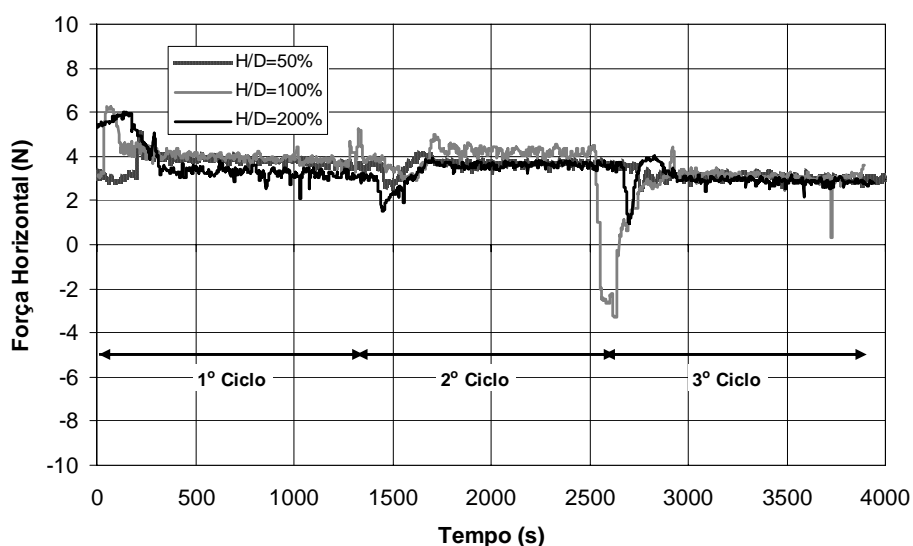


Figura 5.88 – Força vertical total para os ensaios com 200% de umidade.

Finalmente, conclui-se que, conforme esperado, a leitura de forças no aparato de modelagem física convencional fica prejudicada em função da própria necessidade de manter-se um ajuste muito próximo entre o duto e o vidro. Mesmo com a utilização de material autolubrificante nas regiões de contato não é possível eliminar significativamente o atrito sem que haja prejuízo na perfeita visualização do duto durante o ensaio. Assim sendo,

as leituras de força obtidas devem ser interpretadas apenas qualitativamente, e não quantitativamente.

Cada ciclo de movimento, de cada um dos percentuais de enterramento e de cada uma das umidades consideradas, originou 83 imagens digitais, totalizando aproximadamente 1.500 fotos para todo o experimento. A análise dessas seqüências pelo programa de velocimetria de partículas por imagem será abordada no Capítulo seguinte.

5.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo foram apresentados os principais resultados dos ensaios de modelagem física em centrífuga e convencional. Para tanto foram introduzidos os principais parâmetros geotécnicos dos dois tipos de solos utilizados nos ensaios: um artificial a base de caulinita e bentonita, e outro natural retirado da área da Refinaria Duque de Caxias, nas proximidades do acidente ocorrido com o Duto PE-II em janeiro de 2000, descrito no capítulo 2.

Além das características dos materiais obtidas em trabalhos anteriores de diversos autores, foram apresentados resultados de ensaios de caracterização, triaxial UU, mini-palheta e adensamento realizados de maneira complementar. Os valores, na sua maioria, se adequaram bem aos dados pesquisados, revelando um conjunto coerente de informações.

No que diz respeito aos ensaios em centrífuga, foram introduzidos os resultados das curvas de adensamento e umidade para os dois tipos de solo adotados. Um algoritmo baseado nas equações deduzidas no capítulo 3, desenvolvido especialmente para essas análises, foi utilizado para confrontar os valores medidos. Baseado nos parâmetros obtidos anteriormente, as projeções de comportamento mostraram um ajuste satisfatório com o solo natural, o mesmo não ocorrendo para o solo artificial. O material a base de caulinita e bentonita mostrou-se pouco previsível, parecendo atingir variados percentuais de adensamento em amostras potencialmente similares.

De maneira geral, constatou-se que o estágio de consolidação medido foi sempre maior que o calculado, uma vez que a disposição do geotêxtil na caixa da centrífuga acaba possibilitando a ocorrência de alguma drenagem horizontal.

Dificuldades teóricas em utilizar o sistema haste-duto como um penetrômetro Barra-T foram comentadas, e uma série de análises numéricas foi utilizada com o objetivo de ampliar o espectro de utilização da formulação existente para uma nova gama de situações de pequena a média profundidades de enterramento.

Baseado nessas novas formulações calculou-se o perfil de resistência não-drenada para todas as amostras ensaiadas. Novamente, através do algoritmo desenvolvido, foram realizadas previsões de perfis de resistência, encontrando-se resultados de conformação geral bastante coerente, porém com valores medidos sempre superiores aos calculados. Observou-se que tais diferenças podem advir de incertezas relacionadas aos parâmetros de estados críticos utilizados para os dois solos, fundamentais nas análises.

Quanto aos ensaios de modelagem física convencional, foram apresentadas algumas imagens superpostas do início e fim de cada ciclo de movimentação, referentes às três razões de enterramento consideradas e às duas umidades adotadas. Os resultados mostram que a massa de solo sofre um processo de deformação a volume constante, típica de rupturas não-drenadas. Fica evidente também a importância da sucção, gerada na parte de trás do duto, para a distorção da camada, uma vez que essa força arrasta toda a porção anterior do solo junto com o movimento.

Foram traçadas também as leituras das células de carga horizontal e vertical, tendo sido observada a previsível influência do atrito vidro-duto nesses dados. Não obstante, pode-se observar a presença de forças verticais ascendentes surgidas durante a movimentação.

CAPÍTULO 6

Análise dos Resultados

6.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo trata das análises dos resultados apresentados no capítulo anterior. As forças verticais e horizontais medidas nos ensaios centrífugos serão confrontadas com valores calculados, adotando-se os critérios já estabelecidos, para então serem comparadas com as análises numéricas.

Os resultados das análises das seqüências de fotos digitais pelo programa de velocimetria de partículas por imagem serão disponibilizados. Essas figuras serão comparadas com as simulações computacionais mencionadas. Todos os dados serão reunidos em um conjunto de informações com o objetivo de aumentar o entendimento do fenômeno de flambagem de dutos superficialmente enterrados em argila mole.

6.2 ANÁLISE DOS ENSAIOS CENTRÍFUGOS

Durante a fase de arraste lateral do duto, foram lidas as reações verticais e horizontais geradas pelo solo, cujos gráficos são apresentados neste capítulo em função da importância destes para as análises.

6.2.1 CURVAS DE FORÇA HORIZONTAL

Solo Artificial

As reações horizontais referentes aos diversos ensaios com o solo artificial, composto por caulinita e bentonita, foram separadas na Figura 6.1 e Figura 6.2, respectivamente. A partir dessas curvas pode-se observar um padrão associado à forma como a ruptura se desenvolve. Para enterramentos de até cerca de 60% do diâmetro (Figura 6.1), as curvas apresentam um pico inicial bem definido seguido de uma resistência residual relativamente estável. Para valores superiores a 60% de enterramento (Figura 6.2), observa-se a formação de patamares de resistência, com características bem uniformes, seguidos de um recrudescimento de resistência. Na realidade, não há qualquer observação ou indicação de que esse seja um fenômeno realmente ligado à interação solo-duto. Ao contrário, acredita-se que esses patamares estejam diretamente ligados à folga existente no atuador angular, já comentada no capítulo 3.

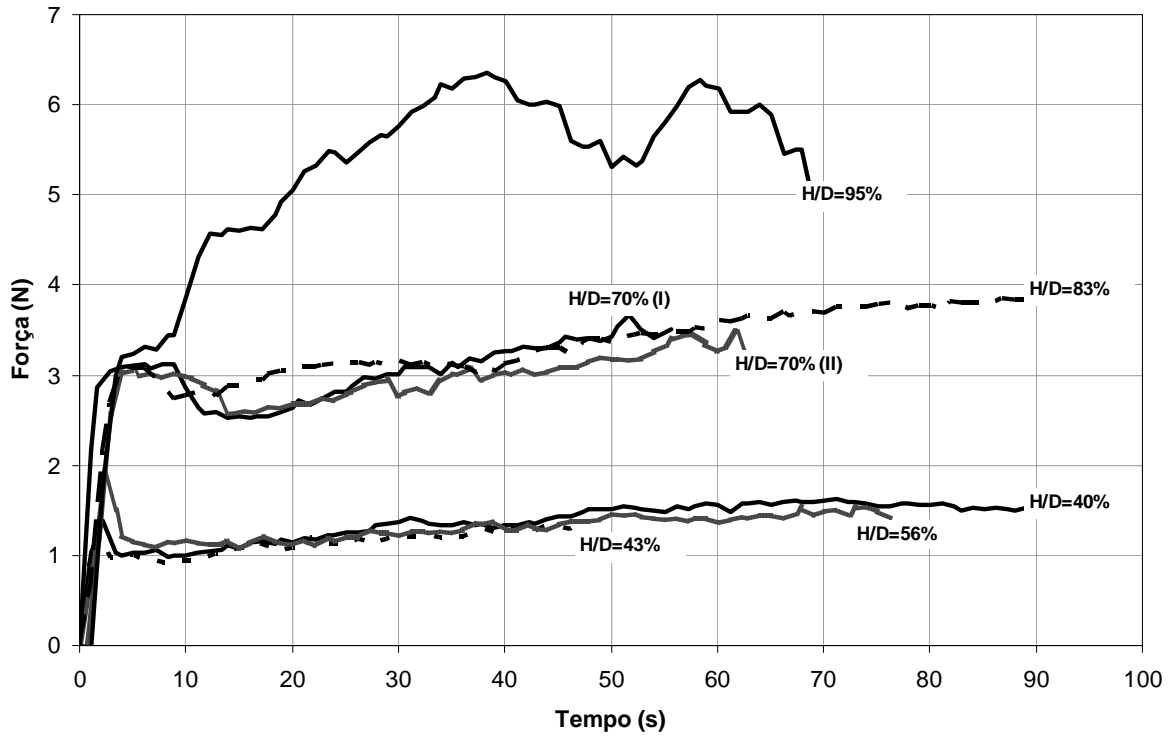


Figura 6.1 – Reação horizontal do solo artificial para enterramentos inferiores a 100%.

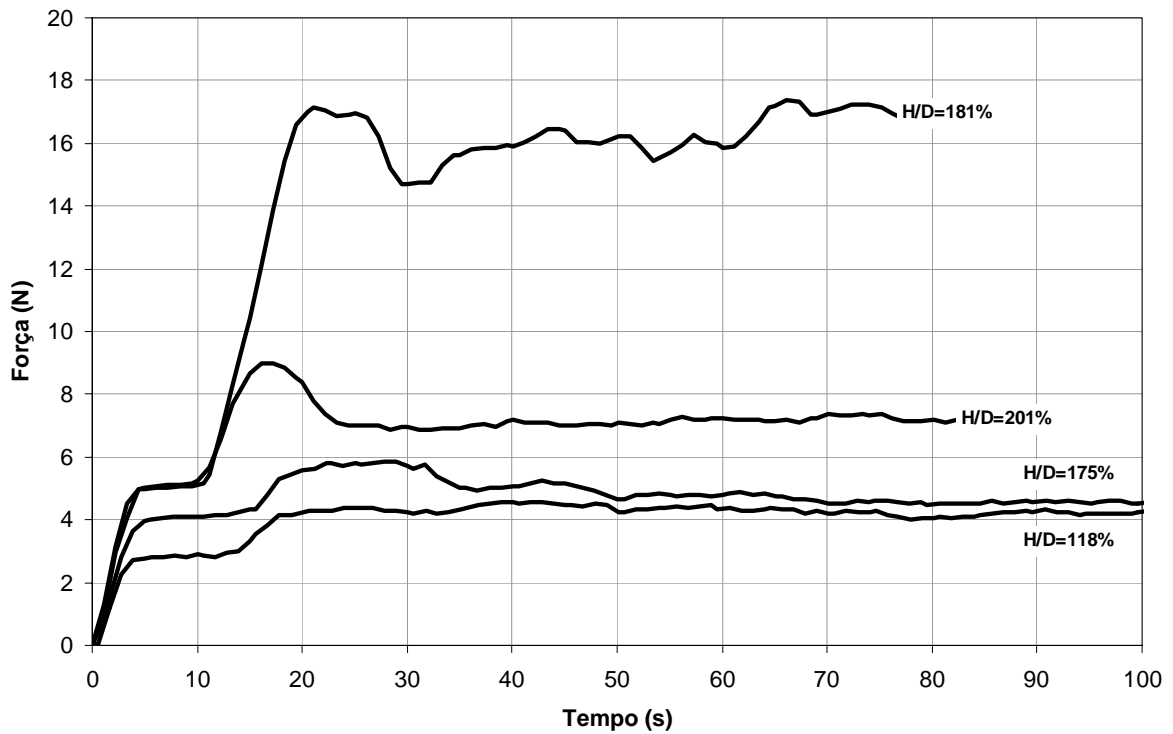


Figura 6.2 - Reação horizontal do solo artificial para enterramentos superiores a 100%.

Cabe ainda observar que o ensaio E13 (Figura 6.1), referente à curva de 95% de enterramento, não apresenta um comportamento alinhado com o restante dos testes, não sendo possível identificar claramente qualquer semelhança com o restante dos ensaios. Por outro lado, seus valores de resistência também são largamente discrepantes em relação a outros com razões de enterramento próximas, como por exemplo 70% e 83% de enterramento. Assim sendo, entende-se que o ensaio E13 ($H/D = 95\%$) foi classificado como não-confiável, permanecendo à margem das análises que se seguem.

Para a primeira série de testes com o solo artificial, não foi possível estabelecer um procedimento padrão de medição do deslocamento angular prescrito pelo atuador. Dessa forma, procurou-se apenas manter a mesma referência de velocidade, muito embora o sistema utilizado, conforme comentado no capítulo 3, nem sempre conseguisse ser realmente estável. Um recurso simples de relativa eficiência foi adotado posteriormente, para a série com o solo natural, com a fixação de um transferidor e a observação visual da posição inicial e final do atuador. Procurou-se também iniciar e terminar todas as séries de ensaios aproximadamente nos mesmos pontos, de modo a permitir uma comparação direta de velocidade através do tempo decorrido durante o arraste.

Com base nos procedimentos descritos anteriormente, foi estabelecida uma duração típica, para o tempo decorrido de ensaio, baseada na média aritmética e no desvio padrão da amostra. Assim sendo, chegou-se ao intervalo de tempo de 57 s a 107 s, com valor médio de 82 s e desvio padrão de 25 s. Os ensaios E04 e E05, relativos a 43% e 175% de enterramento, estão fora deste intervalo de confiabilidade estabelecido. Em função das incertezas nos posicionamentos inicial e final do atuador angular, relevou-se a variação menor referente ao ensaio E04 ($H/D = 43\%$), tendo o ensaio E05 ($H/D = 175\%$) sido classificado como não-confiável, permanecendo também à margem das análises que se seguem.

Cabe ainda lembrar que, dentre as curvas dos ensaios de penetração apresentadas no item 5.5.2 do capítulo 5, a curva referente ao ensaio E05 se destacou por mostrar comportamento bem diverso das outras, com valores de resistência bem inferiores à média, corroborando a iniciativa da sua marginalização.

Solo Natural

As reações horizontais referentes aos ensaios com o solo natural, retirado das proximidades da Refinaria Duque de Caxias no Rio de Janeiro, foram separadas na Figura 6.3 e Figura 6.4.

Antes de qualquer observação, faz-se necessário esclarecer que para esta série de testes, a velocidade de translação do duto nos ensaios R01 (38%) e R02 (155%) foi intencionalmente aumentada para cerca do dobro da velocidade adotada como referência, com o intuito de avaliar a influência do efeito de velocidade. Isso explica os valores relativamente mais altos encontrados para esses enterramentos, bem como algumas diferenças observadas no formato das curvas, que tendem a apresentar picos bem pronunciados. Para a série com solo natural, o tempo médio de duração do arraste foi de 47 s com desvio padrão de 8 s, fornecendo um intervalo de [39 s; 54 s].

Conforme relatado anteriormente, a utilização de um transferidor de referência para controle visual do deslocamento angular permitiu a medição aproximada da velocidade com que o duto foi transladado, assumindo-se sempre que essa grandeza permaneceu constante durante toda movimentação. A Tabela 6.1 apresenta as velocidades em escala de modelo, expressas em diâmetros por segundo, e os deslocamentos também expressos em diâmetros do duto.

Tabela 6.1 – Valores de deslocamento e velocidade para os ensaios com o solo natural.

Ensaio	H/D	Deslocamento (D)	Tempo (s)	Velocidade (D/s)
R01	38%	8,2	34	0,24
R02	155%	5,9	22	0,27
R03	124%	3,1	47	0,14
R04	81%	3,2	37	0,14
R06	27%	5,3	51	0,10
R07	57%	6,5	57	0,11
R08	17%	4,9	41	0,12

Nas curvas de reação horizontal, relativas aos ensaios R01 a R08 (Figura 6.3 e Figura 6.4), ficam em geral evidentes as mesmas características notadas na seqüência com o solo artificial, i.e., picos relacionados a ensaios mais superficiais e patamares relacionados a ensaios mais profundos, associados à influência da folga no atuador angular. Mais adiante, as análises com as reações horizontais serão retomadas.

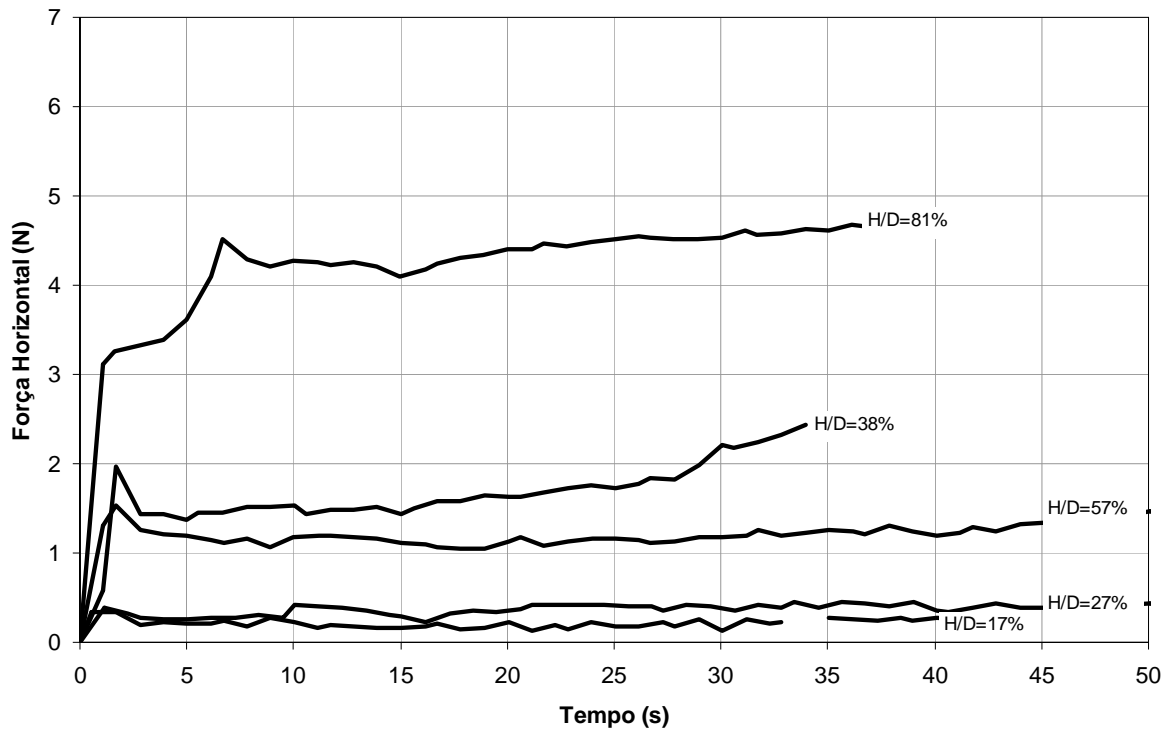


Figura 6.3 – Reação horizontal do solo natural para enterramentos inferiores a 100%.

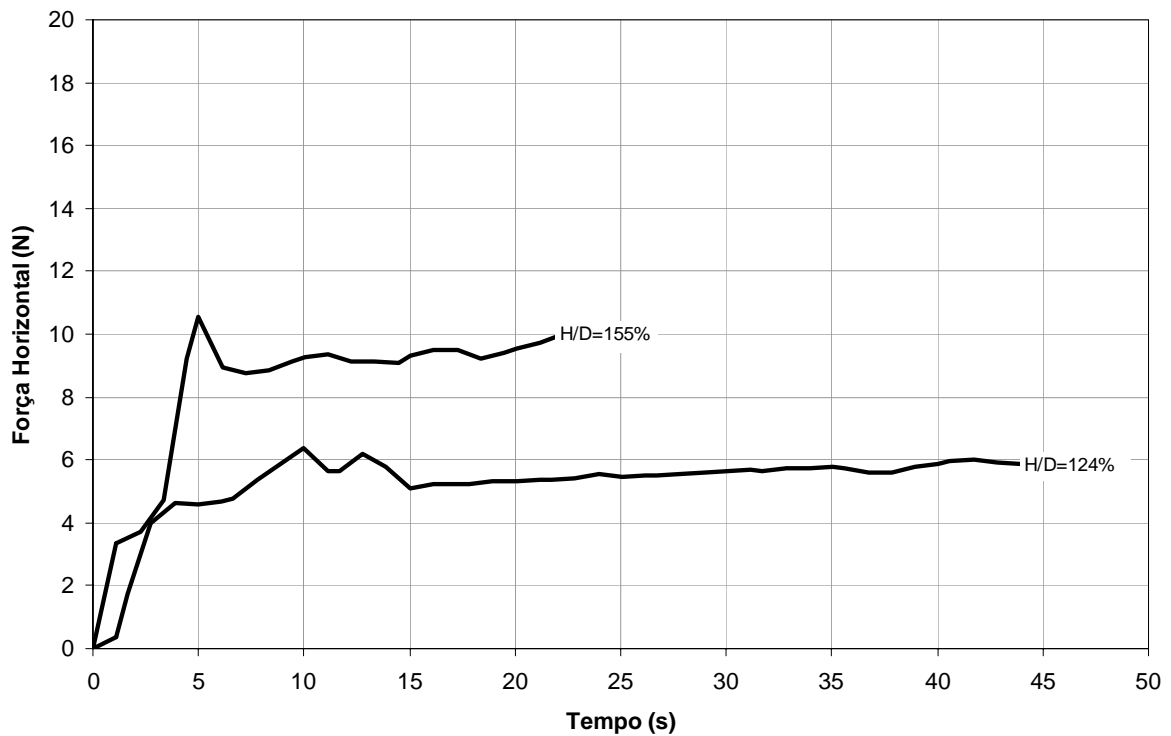


Figura 6.4 – Reação horizontal do solo natural para enterramentos superiores a 100%.

6.2.2 CURVAS DE FORÇA VERTICAL

Solo Artificial

As reações verticais, desenvolvidas durante o procedimento de arraste lateral do duto e relativas aos ensaios com o solo artificial, estão apresentadas na Figura 6.5 e Figura 6.6, atinentes a profundidades inferiores e superiores a 100% de enterramento, respectivamente.

De maneira geral, observa-se que praticamente todos os ensaios apresentam resultante vertical positiva, i.e., indicando a existência de uma força cuja tendência seria de desenterrar lentamente o duto. Em complemento a isso, uma breve análise das curvas mostra que ensaios com enterramento inferior a 100% (Figura 6.5) tendem a ter reação vertical absoluta mais pronunciada que os de enterramento maior que 100% (Figura 6.6). O sentido dessa observação provavelmente está associado à forma como se processa a superfície de ruptura, bem como ao padrão de distribuição das forças envolvidas no processo.

A curva de enterramento 181% (Figura 6.6) apresenta comportamento diverso das demais, mostrando grande variação de sentido da resultante oscilando entre valores positivos e negativos. Não obstante, há uma nítida propensão de redução do módulo da força vertical com o aumento da profundidade.

Solo Natural

Os ensaios realizados com o solo natural têm suas curvas de forças verticais, em valores absolutos, apresentadas na Figura 6.7 e Figura 6.8. Novamente identifica-se uma tendência de aumento de forças verticais para situações de enterramento inferiores a 100%. Esse aspecto torna-se ainda mais relevante se for levado em conta o fato de a resistência não-drenada, em camadas mais profundas, ser maior que em camadas mais rasas, sendo, portanto, maior a resistência mobilizada em situações superficiais de enterramento. Isso significa dizer que, relativamente à resistência, os valores de força vertical apresentados nas camadas mais superficiais são ainda mais importantes. Cabe lembrar que os números apresentados até aqui se referem a escala de modelo, não devendo ser utilizados para comparações diretas. Essas considerações serão objeto de maiores análises.

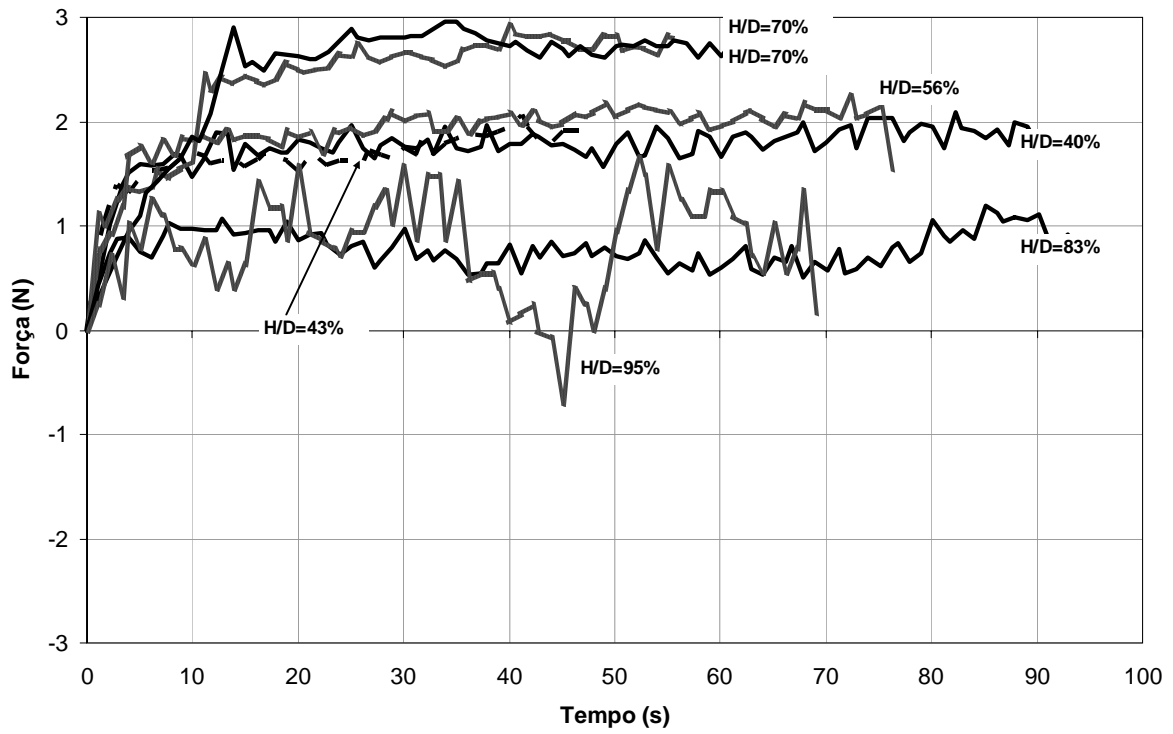


Figura 6.5 – Reação vertical do solo artificial para enterramentos inferiores a 100%.

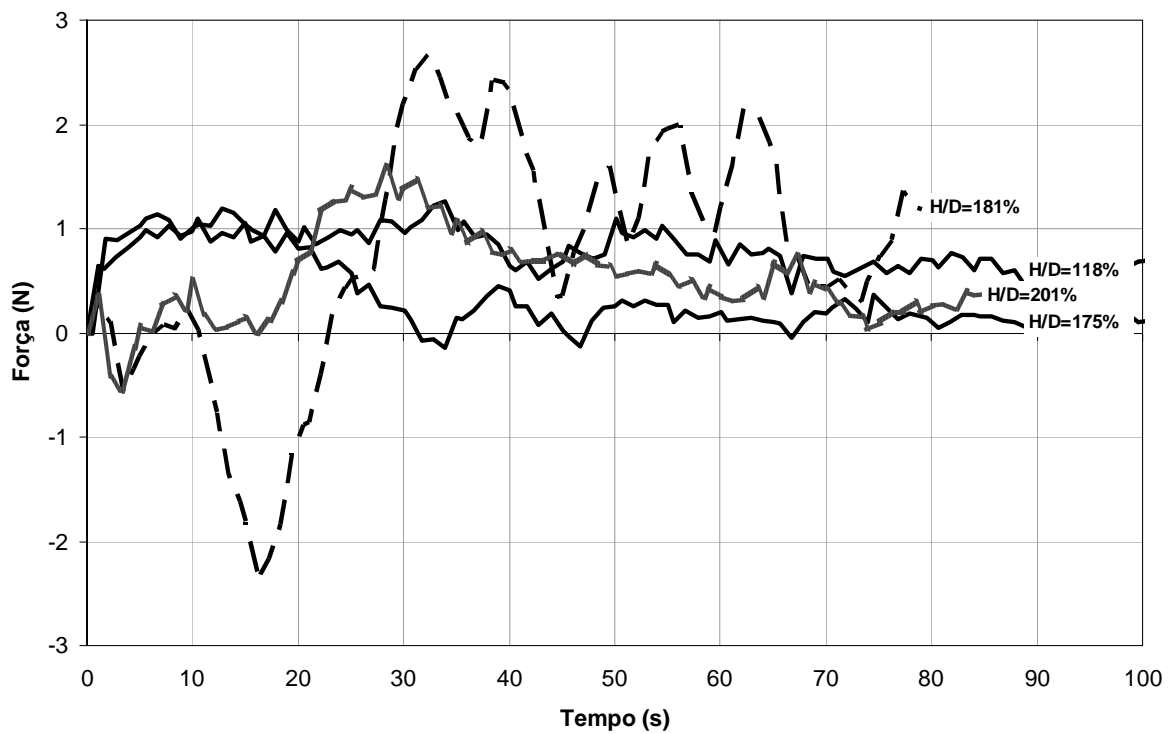


Figura 6.6 – Reação vertical do solo artificial para enterramentos superiores a 100%.

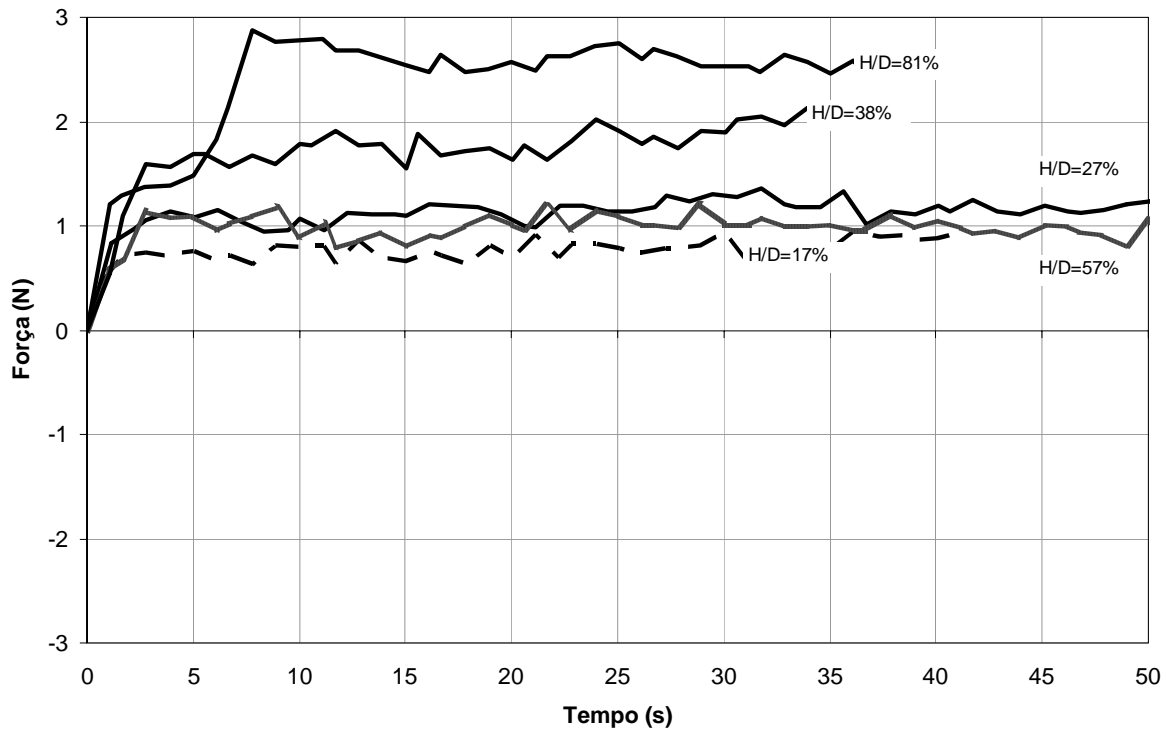


Figura 6.7 – Reação vertical do solo natural para enterramentos inferiores a 100%.

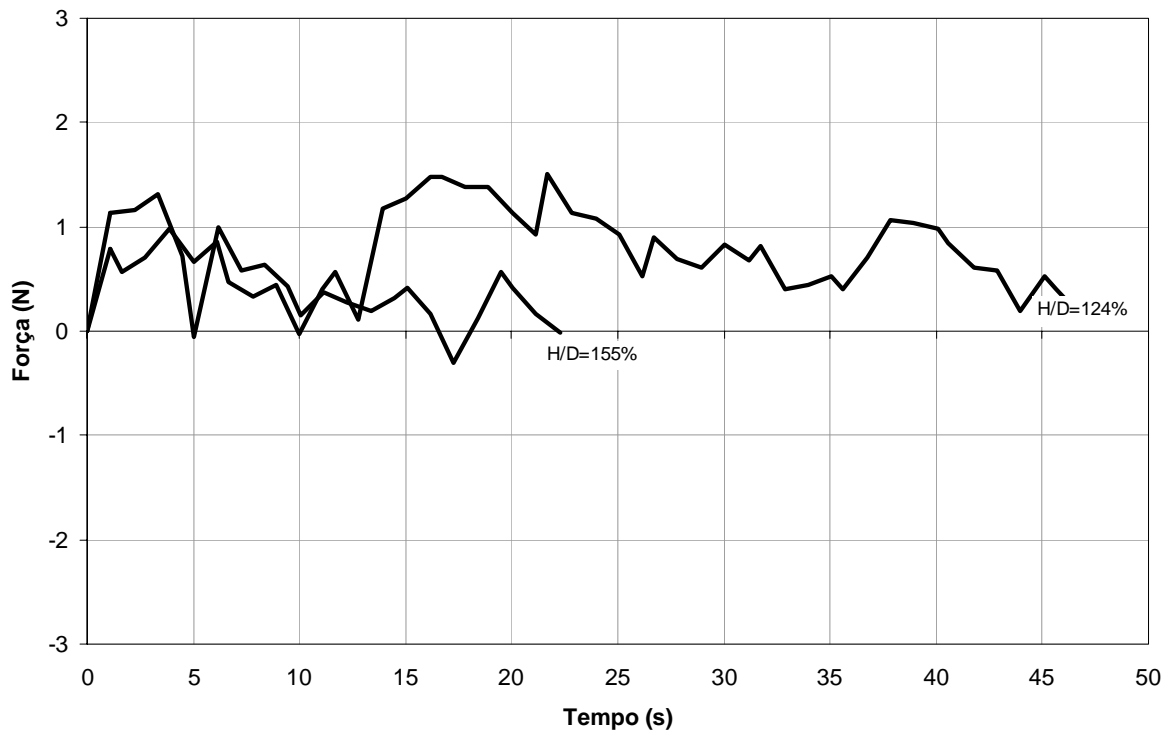


Figura 6.8 – Reação vertical do solo natural para enterramentos superiores a 100%.

Neste ponto, também verifica-se a necessidade de relacionar os valores absolutos traçados nos gráficos, tanto para reações horizontais quanto para verticais, com os respectivos perfis de resistência não-drenada do solo. Somente dessa forma será possível ter uma idéia mais precisa da importância relativa dos parâmetros considerados em cada uma das situações de enterramento ensaiadas.

A forma encontrada para levar em conta os diversos pesos das principais variáveis de controle acompanhadas durante os testes, ou seja, a resistência não-drenada e as dimensões do duto, foi adimensionalizar as forças medidas através dessas grandezas. Esse procedimento também viabiliza a obtenção de valores prontos para ampla comparação com análises em quaisquer escalas, seja de modelo ou protótipo. Essas considerações serão retomadas adiante.

6.2.3 CORREÇÕES DEVIDAS À INFLUÊNCIA DA HASTE

Para os ensaios cujas razões de enterramento são maiores que 100%, há a necessidade de se descontar a influência da haste como fator de aumento da força medida, uma vez que a porção desta peça mais próxima do duto também interage com o solo mobilizando alguma resistência (Figura 6.9). Na realidade, procurou-se desde o início minimizar esse efeito optando-se por uma barra relativamente longa e uma haste tão estreita quanto possível. Assim sendo, espera-se que essa diferença tenha sido a menor possível.

No entanto, entende-se que há a necessidade de quantificar e subtrair de alguma forma essa influência. Sendo assim, serão utilizadas as equações apresentadas anteriormente para calcular a força F_2 atuante na haste, e subtraí-la da força horizontal F total: $F_h = F - F_2$. Cabe lembrar que para $H/D < 100\%$, $F = F_1$ e $F_2 = 0$.

Como estimativa da força horizontal será utilizada a Equação (2.38) com os parâmetros geométricos da haste (A_h é a área da seção transversal da haste), a resistência não-drenada à altura do ponto central da haste (Su_h), e um fator de barra $N_b = 10,5$.

$$F_2 = N_b \cdot Su_h \cdot A_h \quad (6.24)$$

A Tabela 6.2 apresenta o cálculo, em termos percentuais, da importância da força na haste em relação à força total, tendo sido feita a subtração de F_2 , em relação ao valor de F , para todas as forças medidas.

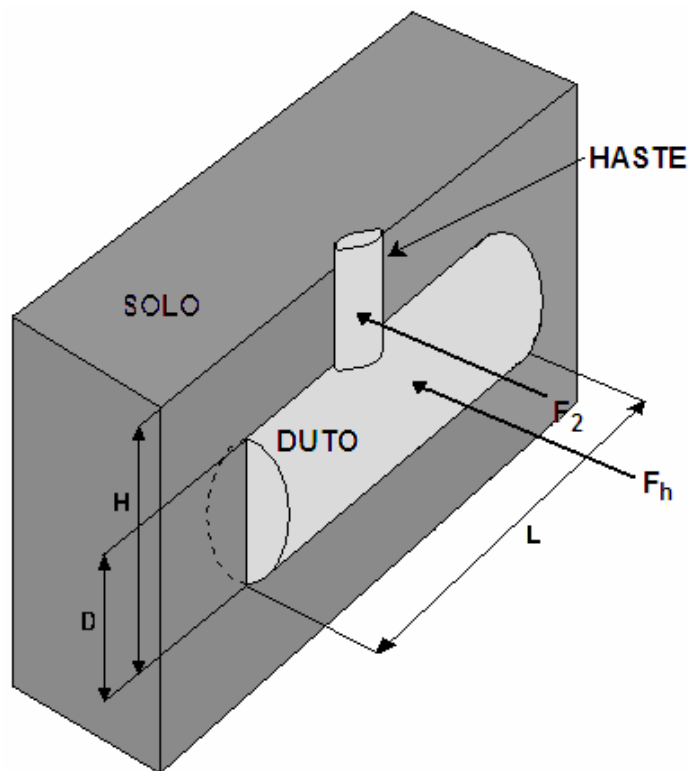


Figura 6.9 – Influência da haste na mobilização de resistência do solo.

Tabela 6.2 – Importância relativa da força na haste em relação à força total.

Ensaio	H/D	F_2 / F	Ensaio	H/D	F_2 / F
E01	40%	-	E09	181%	3,8%
E04	43%	-	E10	201%	8,7%
E07	56%	-	R08	17%	-
E06	70%	-	R06	27%	-
E08	70%	-	R01	38%	-
E02	83%	-	R07	57%	-
E13	95%	-	R04	81%	-
E03	118%	0,8%	R03	124%	1,6%
E05	175%	7,4%	R02	155%	3,3%

Cabe salientar que, muito embora a equação utilizada no cálculo de F_2 seja aparentemente linear, o valor de S_u varia de ensaio para ensaio, introduzindo alguma não-linearidade ao comportamento, conforme se pode verificar na Figura 6.10.

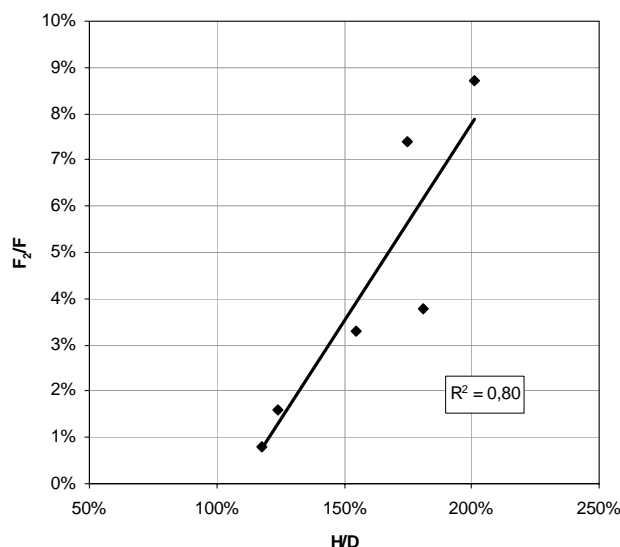


Figura 6.10 – Importância da força na haste em relação à força total medida.

6.2.4 IMAGENS DA CÂMERA DE BORDO DA CENTRÍFUGA

A seguir são apresentadas algumas imagens, referentes aos ensaios centrífugos, obtidas através da câmera de vídeo de bordo e da placa de captura, que permite a aquisição de fotografias estacionárias com o equipamento em movimento.

Foram selecionadas as profundidades de 40%, 70%, 118% e 175%, referentes aos ensaios E01, E06, E03 e E05, representadas em quatro momentos subseqüentes na Figura 6.11, Figura 6.12, Figura 6.13 e Figura 6.14, respectivamente. Em todos os casos o duto foi movimentado da direita para a esquerda.

Para as duas profundidades com enterramentos inferiores a 100%, é possível observar o acúmulo de material à frente do duto em movimento. Já para $H/D > 100\%$, o mesmo acúmulo fica menos visível, pois o material forma uma onda que passa por sobre o duto, deixando um número bem menor de trincas. Observa-se também que, à medida que a profundidade de enterramento aumenta, essas trincas e elevações vão desaparecendo denotando a transição de um processo de ruptura superficial para profunda.

Na Figura 6.11 e na Figura 6.12 foi indicado, em alguns quadros, o referido acúmulo de solo, guardando grande semelhança com o volume deslocado pelo deslocamento do duto PE-II da PETROBRAS apresentado na Figura 2.26.

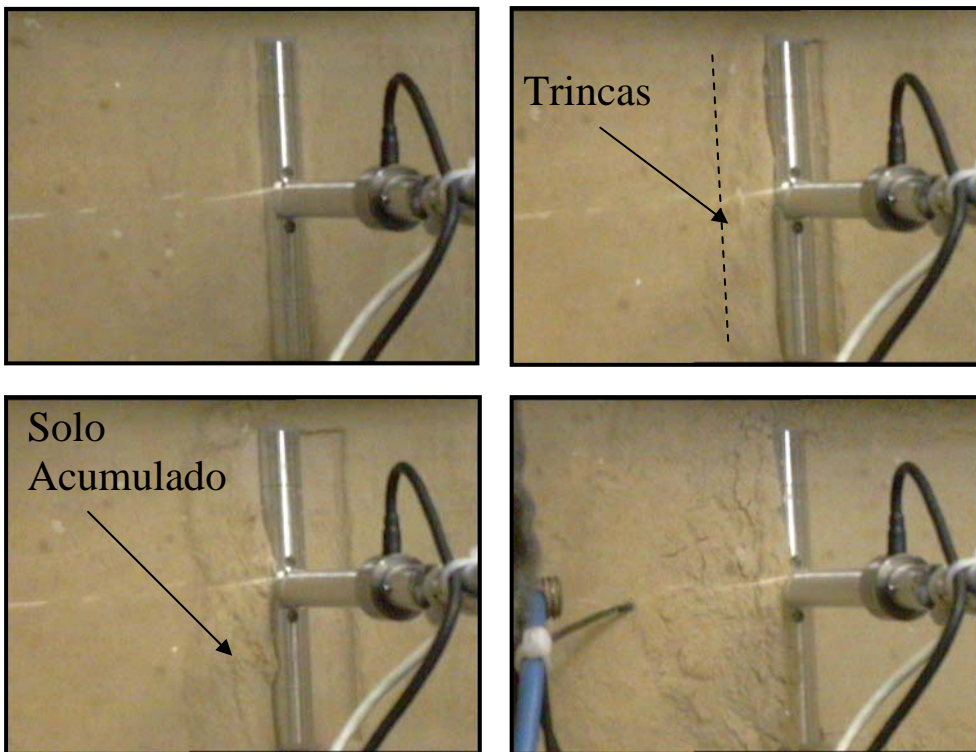


Figura 6.11 – Seqüência de imagens do Ensaio E01 com H/D = 40%.

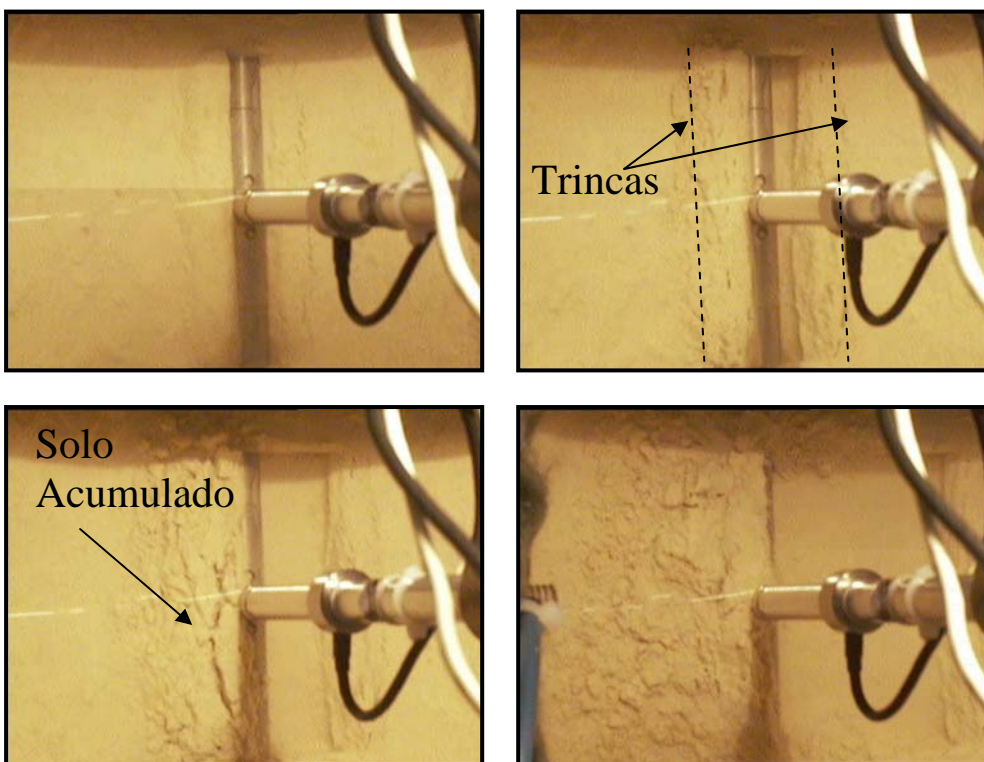


Figura 6.12 – Seqüência de imagens do Ensaio E06 com H/D = 70%.

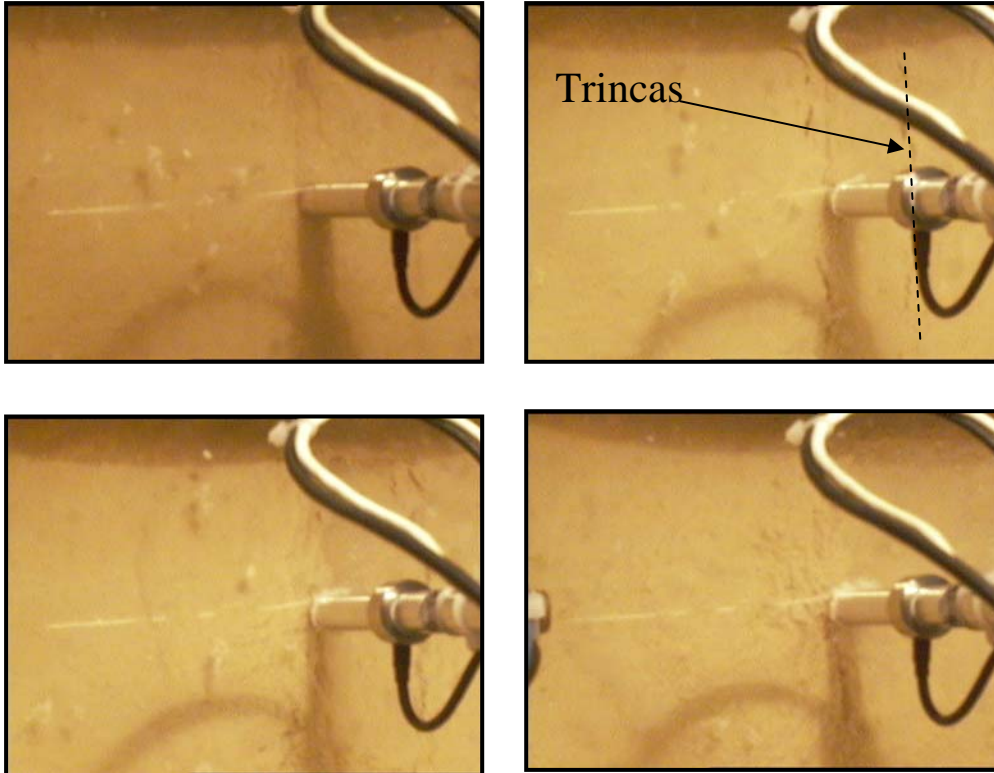


Figura 6.13 – Seqüência de imagens do Ensaio E03 com H/D = 118%.

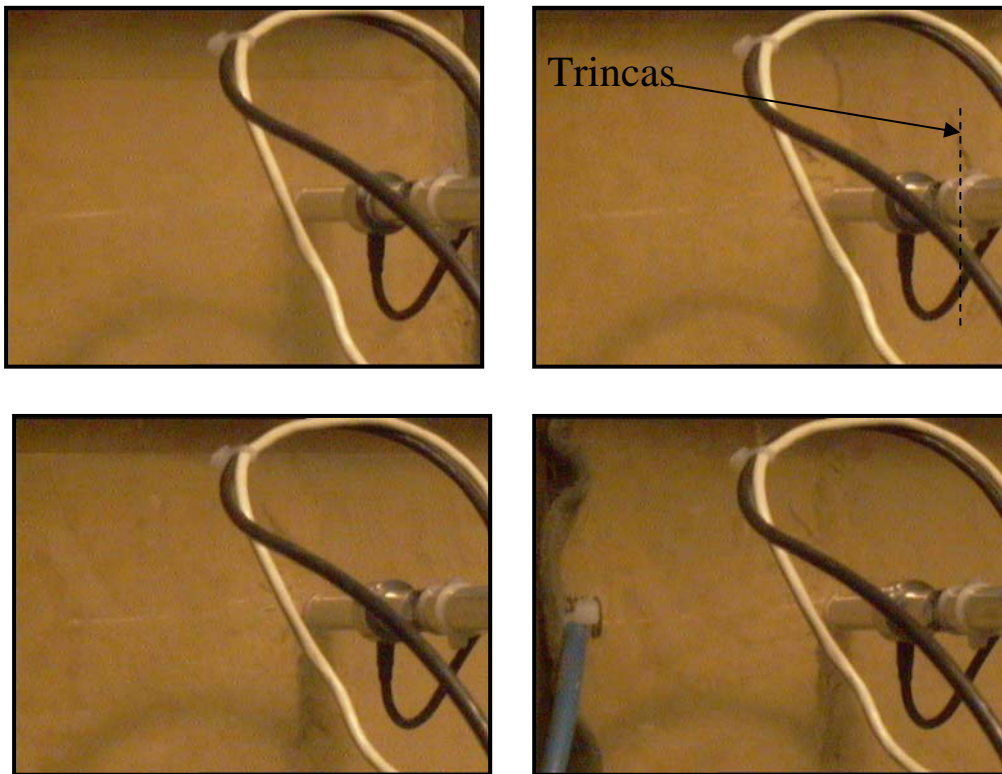


Figura 6.14 – Seqüência de imagens do Ensaio E05 com H/D = 175%.

As linhas de encontro da superfície de ruptura com a superfície do terreno também foram marcadas nas fotos, de maneira a permitir mais adiante uma avaliação das proporções da resistência mobilizada. Para a situação de enterramento inferior a 50% (Figura 6.11), observa-se o aparecimento da linha de ruptura à frente do duto, marcada pelo início do acúmulo de solo. A vala aberta pela passagem do duto permanece praticamente inalterada.

No caso de 70% de enterramento é possível discernir com mais clareza as linhas de ruptura atingindo a superfície do terreno à frente e atrás do duto, denotando o envolvimento de parcelas anteriores e posteriores do solo. Observa-se também que a vala ocupada pelo duto sofre razoável deformação após o início da movimentação.

No caso de profundidades maiores que 100%, o ângulo de obtenção das fotografias permite apenas a visualização das trincas de tração abertas atrás do duto, produto do arraste da porção anterior do solo que se mantém ligada à superfície metálica da estrutura. A transmissão dessas forças, possível pela plena saturação do solo, promove um acréscimo de resistência localizado permitindo que a ruptura do solo aconteça a cerca de um diâmetro atrás do duto, e não na interface, ou logo após esta.

6.2.5 NORMALIZAÇÃO DAS FORÇAS HORIZONTAIS

Bases para as Análises

Para normalização das forças horizontais lançou-se mão de uma modificação da Equação (2.38) representada abaixo na Equação (6.1), onde N_h é a força horizontal normalizada, F_h é a força horizontal medida, D é o diâmetro do duto, L é o seu comprimento e \overline{Su} a resistência não-drenada média do solo na profundidade considerada.

$$N_h = \frac{F_h}{\overline{Su} \cdot D \cdot L} \quad (6.1)$$

O critério empregado para a determinação do valor médio de \overline{Su} a ser considerado consiste em calcular a média aritmética simples dos valores da resistência não-drenada, medidos à profundidade da geratriz superior e inferior do duto, conforme mostra a Equação (6.2). Nos casos em que apenas a geratriz inferior está enterrada ($H/D < 100\%$), o valor superior a ser considerado é aquele da superfície do terreno. A Figura 6.15 ilustra essas duas hipóteses.

$$\overline{Su} = \frac{Su_s + Su_i}{2} \quad (6.2)$$

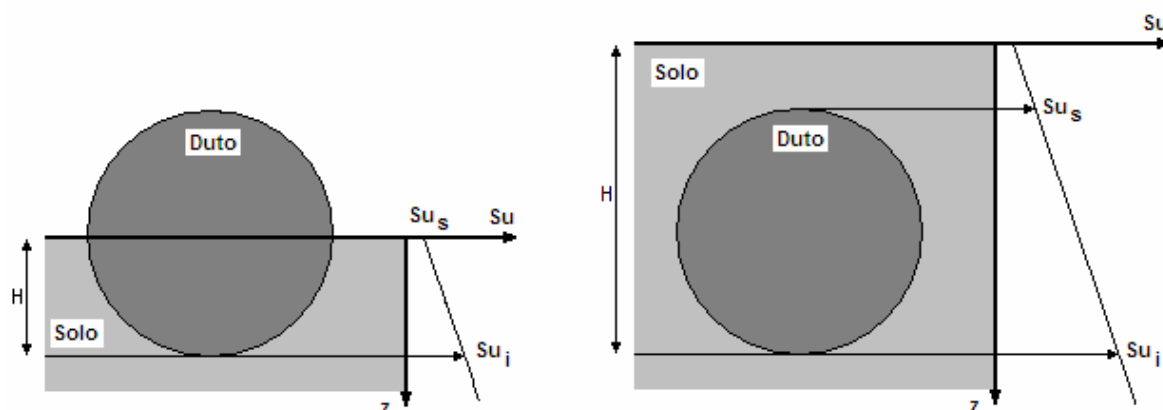


Figura 6.15 – Obtenção da resistência não-drenada média para enterramento parcial e total.

Para determinação dos valores da resistência não-drenada nas profundidades previstas foram utilizados os perfis de Su de cada ensaio, calculados e apresentados no capítulo 5. A Tabela 6.3 disponibiliza os valores médios da resistência não-drenada adotados em cada situação. Neste momento cabe lembrar que os ensaios E01 (40%) e E02 (83%) tiveram velocidades de penetração diferentes do restante. Portanto, seus valores de Su podem apresentar variações, não sendo aconselháveis comparações diretas entre esses valores e outros normalizados.

Tabela 6.3 – Valores de resistência não-drenada \overline{Su} para todos os ensaios.

ENSAIO	Su (kPa)	ENSAIO	Su (kPa)
E01	0,19	E10	0,60
E02	0,25	E13	0,39
E03	0,40	R01	0,23
E04	0,13	R02	0,64
E05	0,49	R03	0,49
E06	0,31	R04	0,52
E07	0,17	R06	0,15
E08	0,37	R07	0,22
E09	1,12	R08	0,16

Solo Artificial

Substituindo os valores de $D = 15,2$ mm, $L = 112,5$ mm e os valores de Su da Tabela 6.3 na Equação (6.1), foram traçados os gráficos de força horizontal normalizada referentes aos

ensaios com solo artificial, apresentados na Figura 6.16 e na Figura 6.17. Para facilitar a interpretação, as curvas foram separadas nos mesmos dois grupos adotados no capítulo 5. Conforme mencionado anteriormente, não houve medição de deslocamentos angulares para a bateria de ensaios com a mistura caulim e bentonita. Dessa forma, procurou-se manter apenas a mesma referência de velocidade para todos os ensaios, muito embora o equipamento utilizado possa apresentar variações em função da falta de precisão a baixas velocidades, característica do sistema utilizado. Para o cálculo do deslocamento adimensional, assumiu-se uma velocidade constante de 0,12 D/s para todos os ensaios.

Foram retiradas as curvas referentes aos ensaios E01 (40%) e E02 (83%) em função das velocidades diferentes de penetração, E05 (95%) em função do longo tempo de ensaios e E13 (175%) por apresentar valores de força muito altos. De qualquer forma, as forças normalizadas referentes a esses ensaios constarão das análises discutidas adiante.

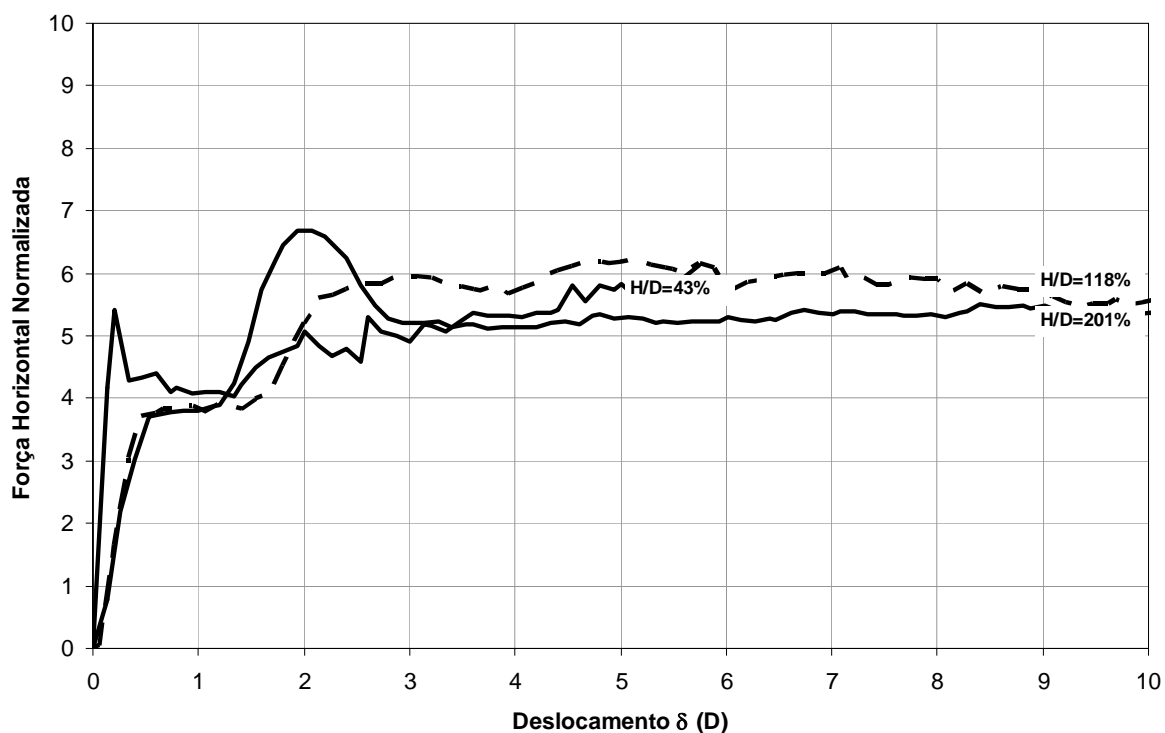


Figura 6.16 – Grupo 1 de curvas de força horizontal normalizadas para o solo artificial.

Inicialmente, observa-se que as curvas com enterramento superior a 100% têm uma tendência maior de estabilização após a ruptura, o que não ocorre com os ensaios com enterramento inferior a 100%, cujas curvas mantêm um nítido gradiente crescente. Esse fenômeno provavelmente está associado ao acúmulo de solo à frente dos dutos semi-enterrados, fato esse observado nas fotos apresentadas no item 6.2.3.

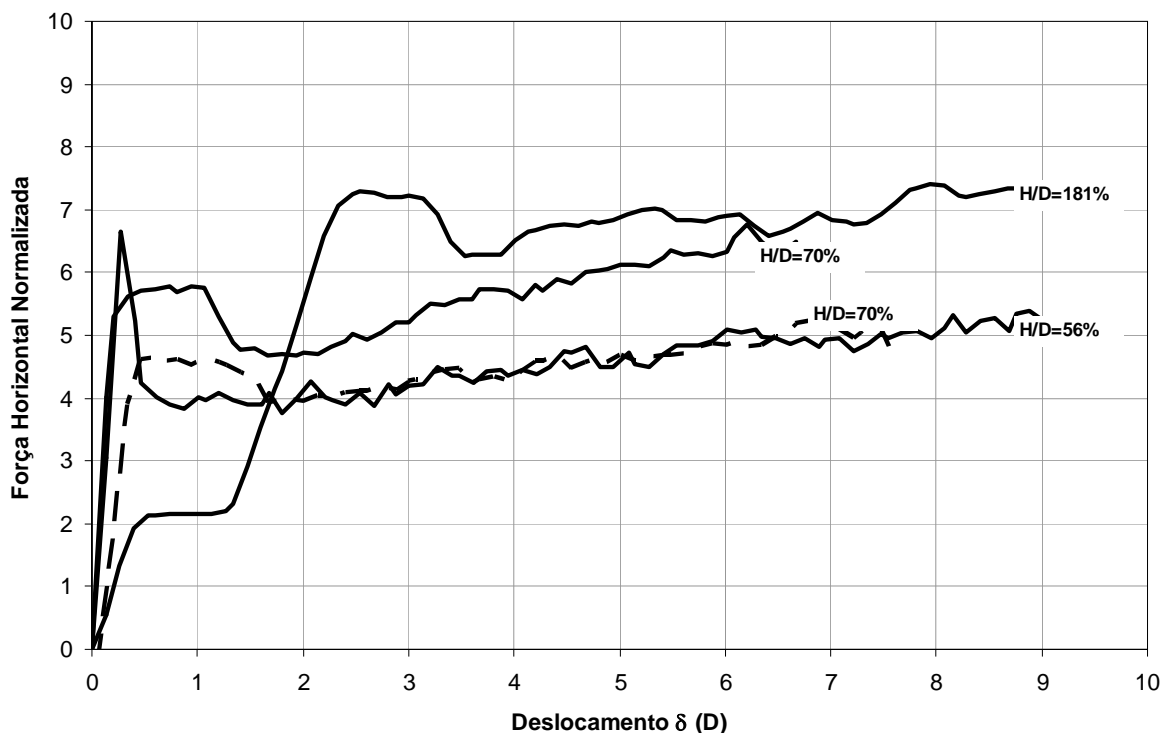


Figura 6.17 – Grupo 2 de curvas de força horizontal normalizadas para o solo artificial.

Uma outra observação importante, já comentada no capítulo 5, está relacionada à presença de patamares intermediários na mobilização plena de resistência contra a ruptura para curvas com enterramento maior que 100%, conforme mostram a Figura 6.16 e Figura 6.17 apresentadas. Mais uma vez cabe ressaltar que os referidos patamares estão provavelmente relacionados à folga existente no atuador angular, não constituindo um fenômeno de interação solo-duto.

À primeira vista, as curvas não apresentam um comportamento muito bem definido, não obstante fique clara a tendência de aumento na força normalizada com o aumento do enterramento. Mais adiante essas mesmas informações serão apresentadas de maneira a permitir uma comparação mais direta e uma interpretação mais simples desses resultados.

Solo Natural

Na Figura 6.18 estão traçadas as forças horizontais normalizadas dos ensaios de mesma velocidade realizados com o solo natural, originário da Refinaria Duque de Caxias no Rio de Janeiro. Esse conjunto de curvas apresenta uma distribuição bem melhor de valores, com

um nítido incremento da força não-drenada com o aumento do enterramento, conforme esperado.

A Figura 6.19 apresenta as duas curvas de forças horizontais normalizadas obtidas com velocidades de arraste cerca de duas vezes maiores que as primeiras. Observa-se nitidamente um aumento de valores da força horizontal normalizada em relação a enterramentos correspondentes na velocidade reduzida. Essas variações podem explicar as oscilações de valores encontradas nas curvas com o solo artificial, uma vez que não havia sido implementado o controle angular de deslocamentos, conforme já comentado. Em acréscimo a isso, o menor valor de c_v do solo com caulim e bentonita torna essa questão ainda mais importante.

De maneira menos patente, porém ainda visível, observou-se que também no solo natural aparecem patamares de resistência após a mobilização de uma determinada força horizontal. Esses fatos conduzem ao diagnóstico de uma provável contaminação dos valores de deslocamento pela folga no atuador angular, exigindo certa precaução quando da interpretação dessas informações.

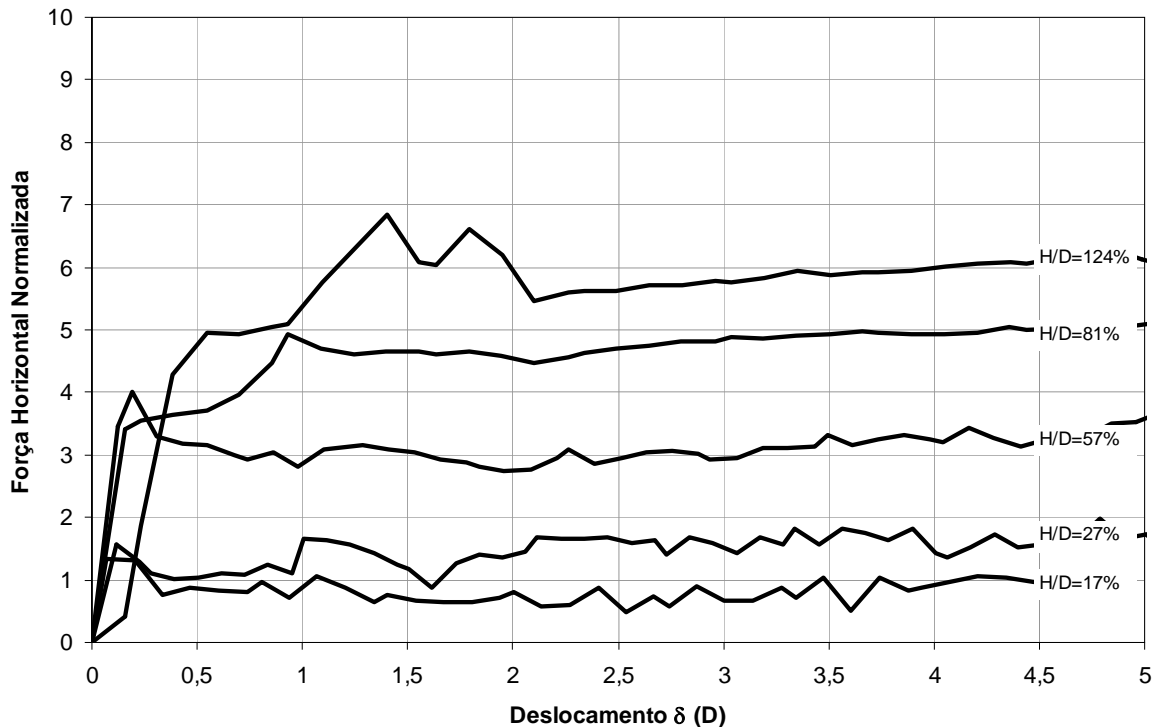


Figura 6.18 - Curvas de força horizontal normalizadas para o solo natural ($v=0,12$ D/s).

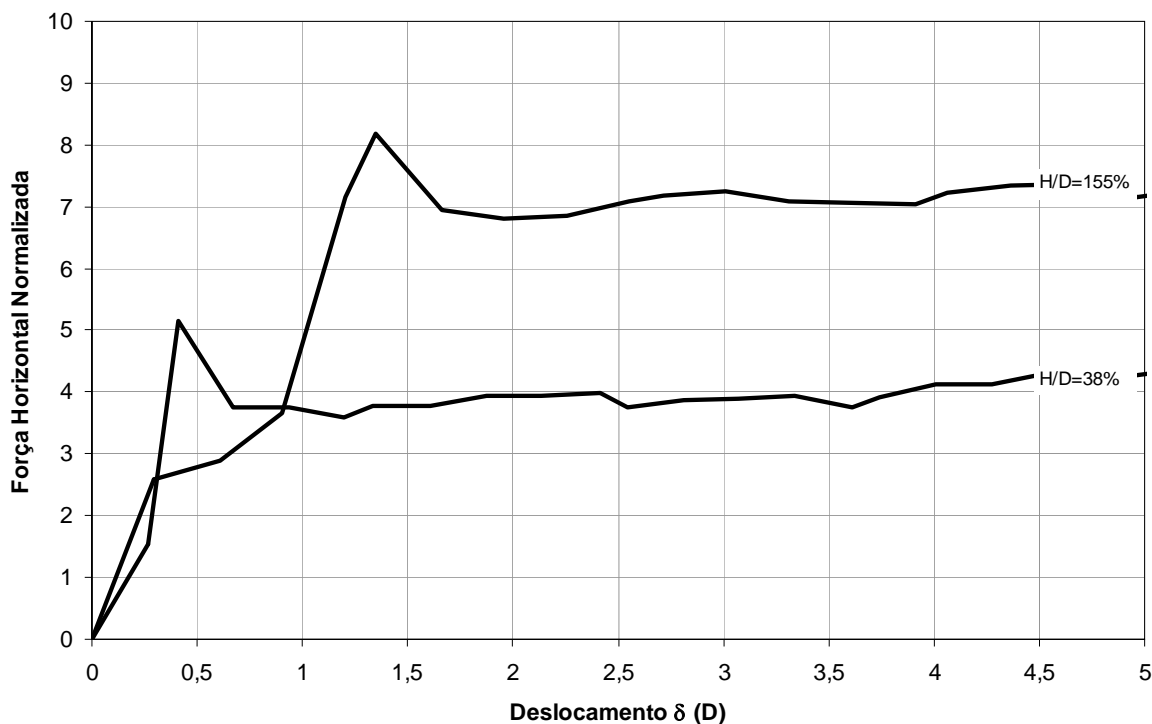


Figura 6.19 – Curvas de força horizontal normalizadas para o solo natural ($v=0,26$ D/s).

Dessa forma, em termos de força normalizada, observa-se que dois valores distintos devem ser considerados: uma resistência máxima alcançada, e uma resistência média residual. Assim sendo, procurou-se traçar os pontos referentes a essas duas situações, de maneira a permitir uma visão mais clara.

Deslocamentos Laterais Medidos para o Solo Natural

Na Figura 6.20 estão apresentados os valores encontrados de movimentação horizontal normalizada, ou seja o deslocamento lateral, para o solo natural. Na obtenção desses valores foram descontados os patamares observados nas curvas, por estarem provavelmente associados à folga no atuador angular e não ao fenômeno em estudo. Não foram traçados os valores referentes ao solo artificial em função da baixa confiabilidade do controle de deslocamentos utilizado naqueles ensaios.

Através dos dados na figura, observa-se claramente que existe uma tendência crescente de aumento do deslocamento lateral com a profundidade de enterramento, sendo que, para $H/D = 100\%$, o deslocamento correspondente será da ordem de 0,6 diâmetros.

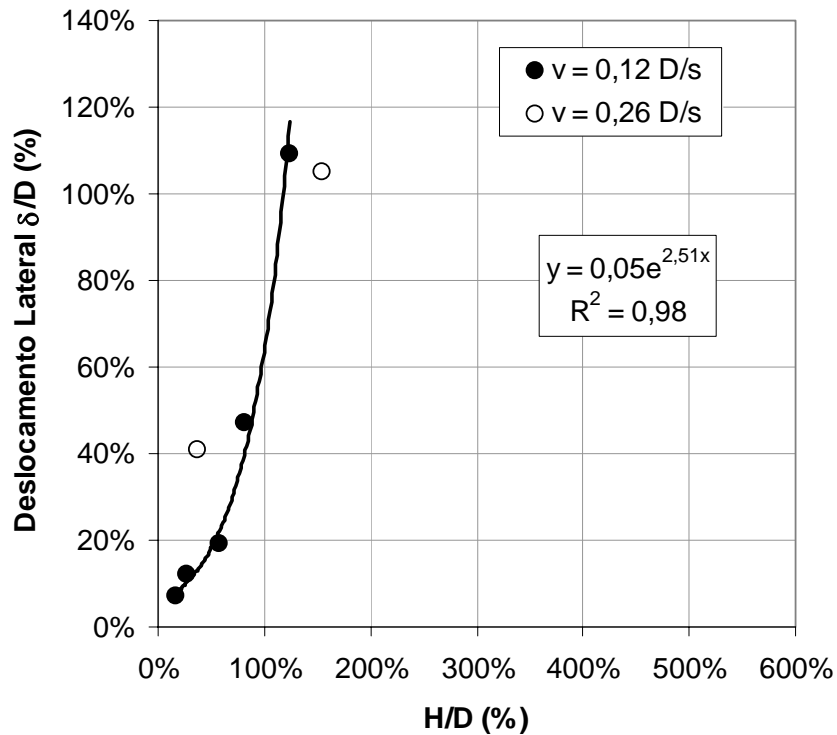


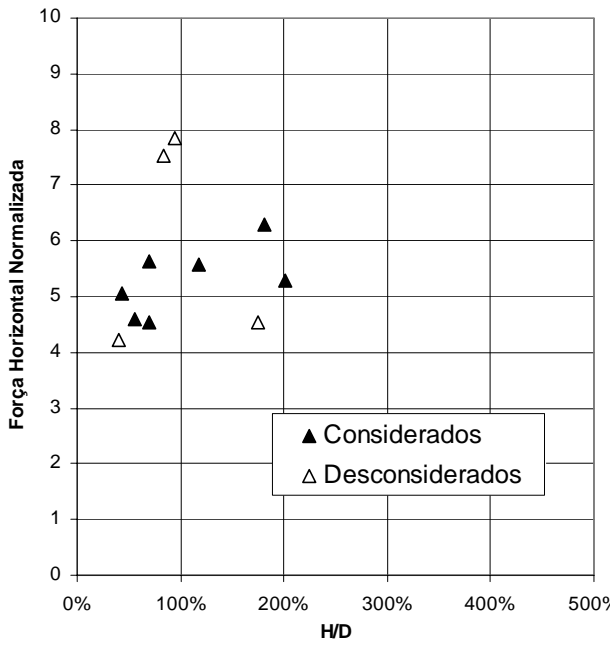
Figura 6.20 – Deslocamento lateral do duto na mobilização máxima de resistência nos ensaios centrífugos com o solo natural.

Resumo dos Valores de N_h

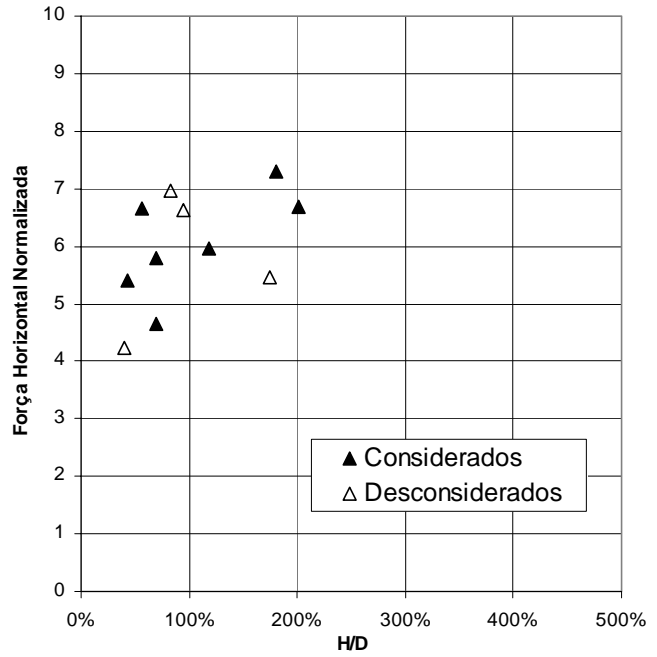
A Figura 6.21 (a) consolida os valores residuais de N_h para os ensaios com solo artificial, enquanto a Figura 6.21 (b) trata da mesma forma os valores de N_h de pico. Foram incluídos os quatro ensaios desconsiderados nas análises, conforme mencionado anteriormente.

Observa-se a existência de uma dispersão nos pontos certamente associada às variações observadas para esse material. Esses dados serão re-analisados adiante.

A Figura 6.22 (a) apresenta os valores residuais obtidos nos ensaios com o solo natural, enquanto que a Figura 6.22 (b) traz os valores de pico para o mesmo conjunto de testes. Para esse conjunto de pontos é possível visualizar com mais clareza uma tendência nítida de crescimento, segundo um comportamento mais definido. Todos os valores de força horizontal normalizada estão apresentados na Tabela 6.4, tanto para o solo artificial quanto para o natural.

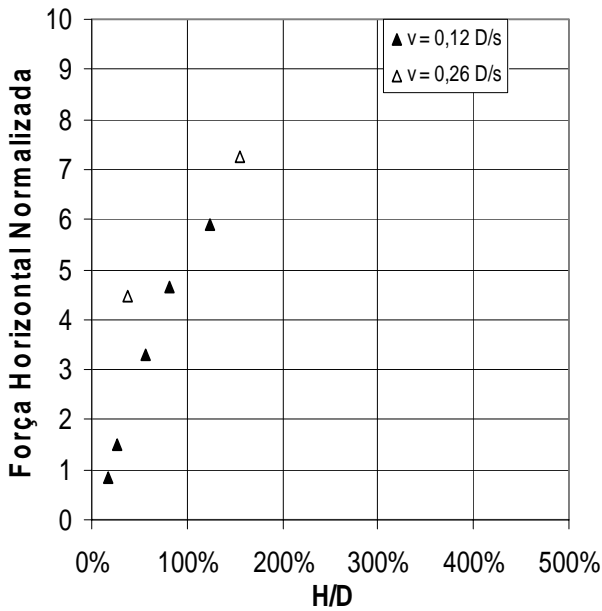


(a) Valores residuais

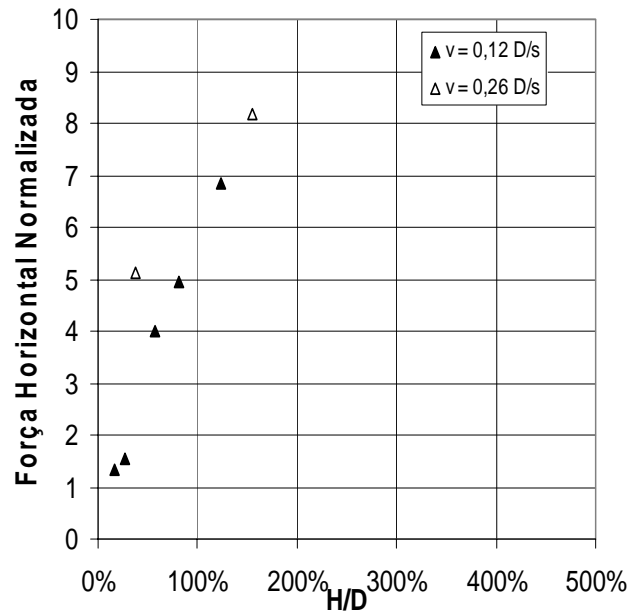


(b) Valores de pico

Figura 6.21 – Consolidação dos valores da força horizontal normalizada para o solo artificial.



(a) Valores residuais



(b) Valores de pico

Figura 6.22 – Consolidação dos valores da força horizontal normalizada para o solo natural.

Tabela 6.4 – Valores residuais e de pico da força horizontal normalizada.

Ensaio	H/D	N _h Residual	N _h Pico	Ensaio	H/D	N _h Residual	N _h Pico
E01	40%	4,2	4,2	E09	181%	6,3	7,3
E04	43%	5,0	5,4	E10	201%	5,3	6,7
E07	56%	4,6	6,7	R08	17%	0,8	1,4
E06	70%	5,6	5,8	R06	27%	1,5	1,6
E08	70%	4,6	4,7	R01	38%	4,5	5,1
E02	83%	7,5	7,0	R07	57%	3,3	4,0
E13	95%	7,8	6,6	R04	81%	4,7	4,9
E03	118%	5,6	6,0	R03	124%	5,9	6,9
E05	175%	4,5	5,5	R02	155%	7,3	8,2

6.2.6 NORMALIZAÇÃO DAS FORÇAS VERTICAIS

Para normalização das forças verticais utilizou-se a Equação (6.3), semelhante à Equação (6.1), apresentada no item 6.2.4, tendo sido adotado, no entanto, o valor correspondente à altura da geratriz inferior do duto para a resistência não-drenada, i.e., Su_i na Figura 6.15.

$$N_v = \frac{F_v}{Su_i \cdot D \cdot L} \quad (6.3)$$

Os motivos para a adoção desse valor de Su_i ao invés do valor médio estão relacionados com o local de mobilização da resistência quando da movimentação, concentrando-se na região inferior do duto. Esse assunto voltará a ser abordado novamente, com mais detalhes, adiante.

A Tabela 6.5 consolida os valores de força vertical normalizada para todos os ensaios com solo artificial e natural. A Figura 6.23 e Figura 6.24 mostram as curvas verticais normalizadas para os ensaios com o solo artificial separadas em dois grupos, valendo-se do mesmo critério considerado na normalização das forças horizontais. Os gráficos mostram claramente que existe uma inversão de comportamento da força normalizada vertical em relação à horizontal, i.e., enquanto a primeira tende a diminuir com o enterramento, a segunda tende a aumentar. Essas curvas deixam nítida a importância relativa dessas forças junto a todo o processo, principalmente em se tratando de um carregamento cíclico de longo prazo.

A Figura 6.25 apresenta as curvas verticais normalizadas referentes aos ensaios com o solo natural para a velocidade de 0,14 D/s, enquanto a Figura 6.26 refere-se à velocidade de

0,26 D/s. Novamente, em ambos os casos, fica clara a tendência observada nas curvas do solo artificial de aumento da força vertical normalizada com a redução do enterramento.

Tabela 6.5 – Valores residuais da força vertical normalizada.

Ensaio	H/D	N _v Residual	Ensaio	H/D	N _v Residual
E01	40%	2,9	E09	181%	0,3
E04	43%	3,6	E10	201%	0,4
E07	56%	3,5	R08	17%	2,5
E06	70%	2,1	R06	27%	3,0
E08	70%	1,8	R01	38%	2,8
E02	83%	0,9	R07	57%	1,5
E13	95%	0,8	R04	81%	1,4
E03	118%	0,8	R03	124%	0,6
E05	175%	0,1	R02	155%	0,2

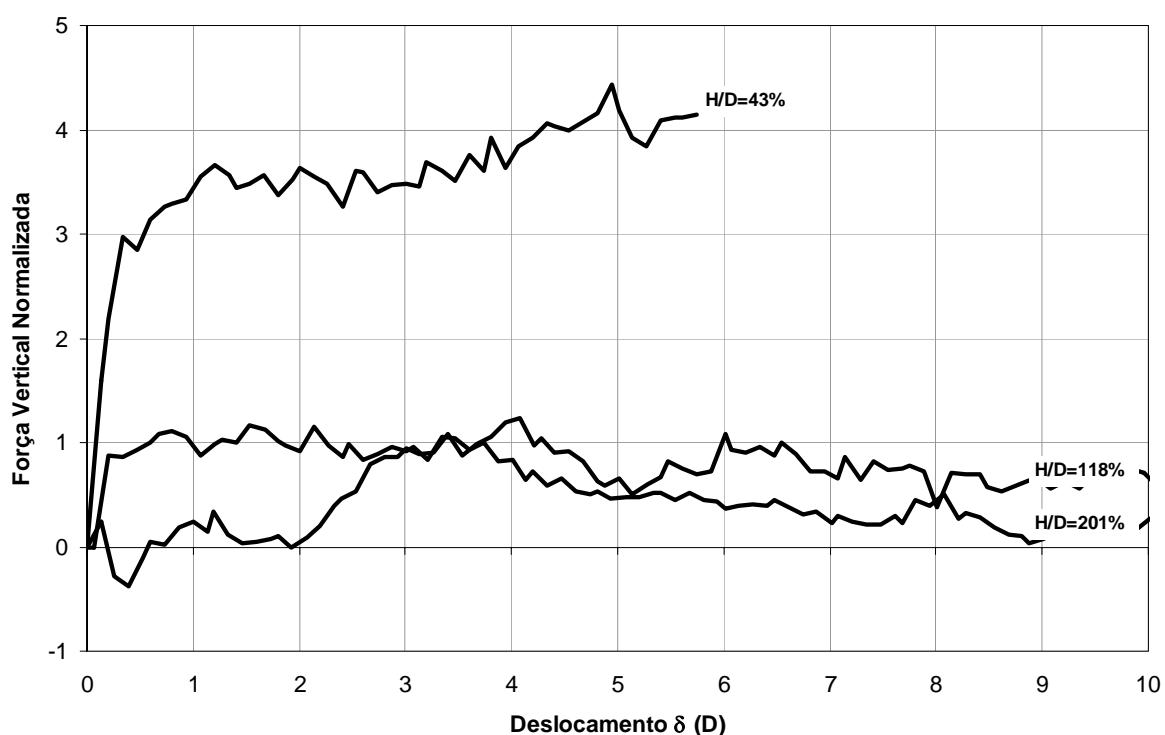


Figura 6.23 – Grupo 1 de curvas de força vertical normalizadas para o solo artificial.

Uma vez que não foram observados valores de pico pronunciados para as curvas de força vertical normalizada, optou-se por apresentar apenas os valores correspondentes às resistências residuais médias, por praticamente coincidirem com os respectivos valores máximos. Assim sendo, a Figura 6.27 (a) consolida as informações referentes ao solo artificial, enquanto a Figura 6.27 (b) trata dos dados do solo natural.

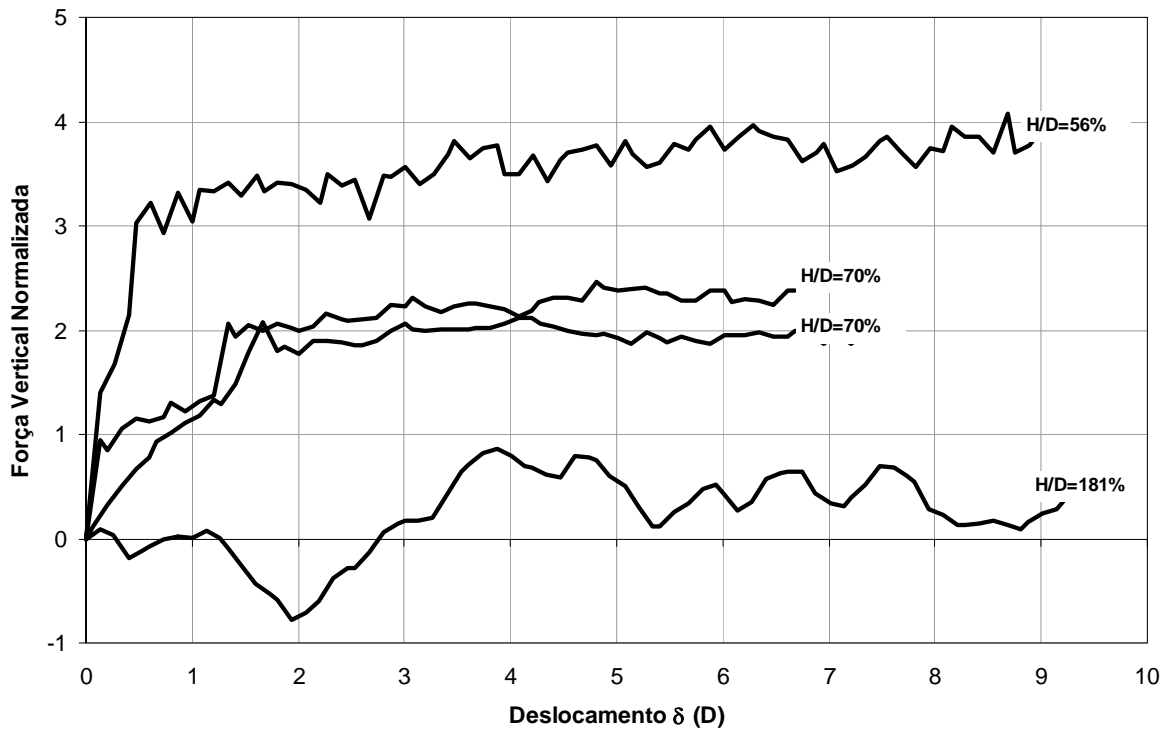


Figura 6.24 – Grupo 2 de curvas de força vertical normalizadas para o solo artificial.

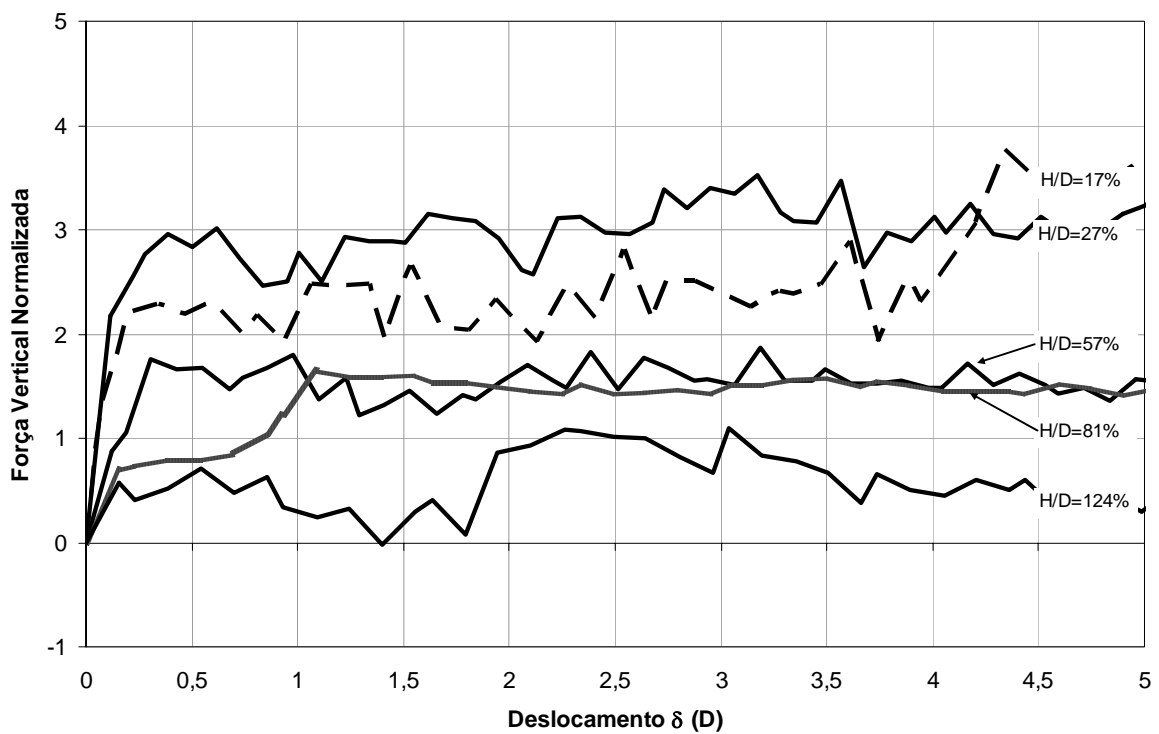


Figura 6.25 – Curvas de força vertical normalizadas para o solo natural ($v=0,12 D/s$).

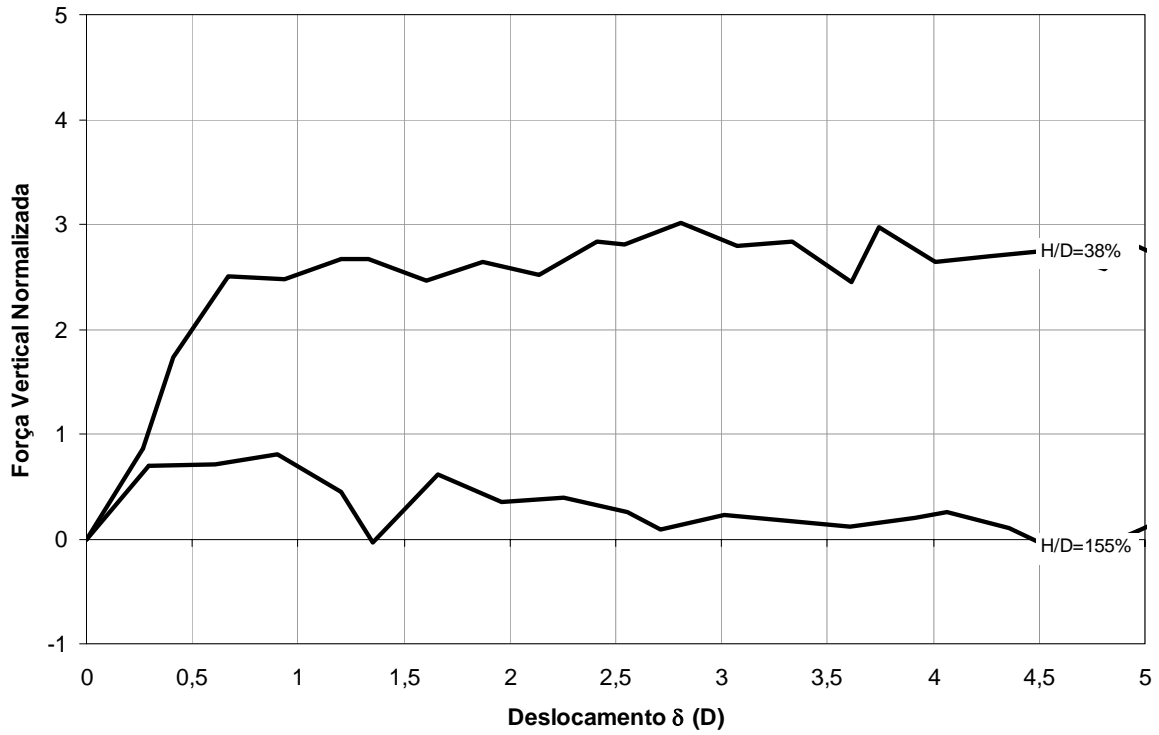


Figura 6.26 – Curvas de força vertical normalizadas para o solo natural ($v=0,26$ D/s).

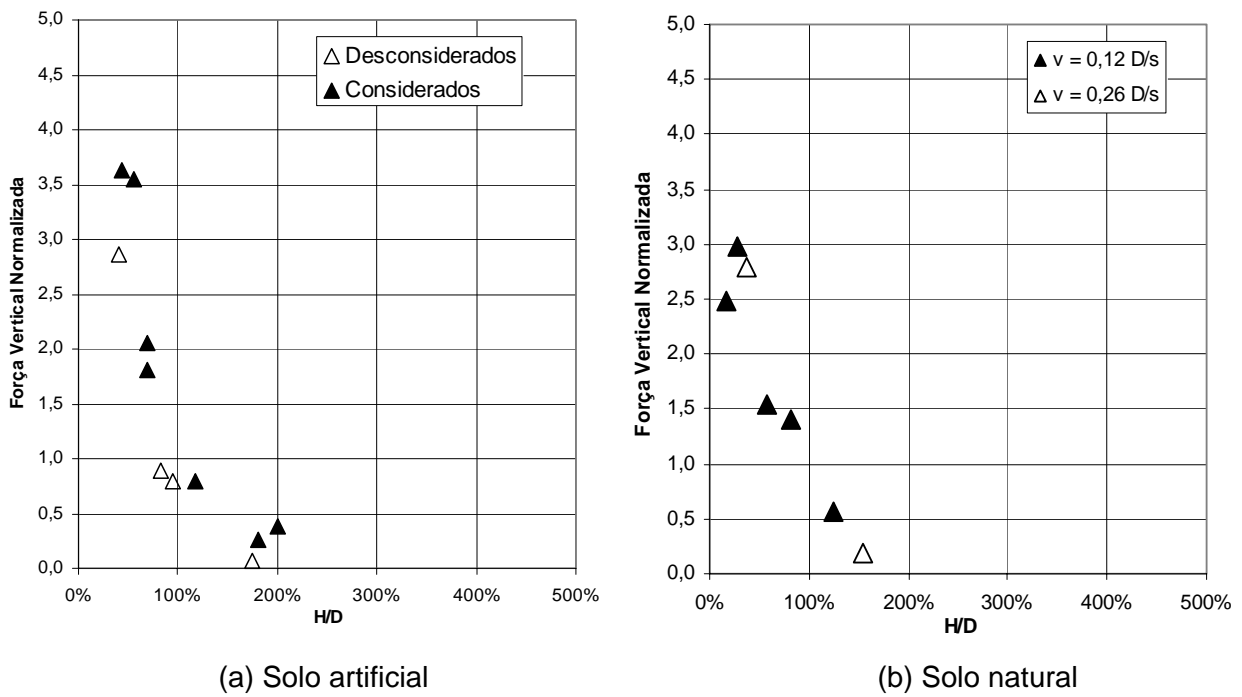


Figura 6.27 – Consolidação dos valores da força horizontal normalizada.

Finalmente, cabem algumas colocações sobre as velocidades médias de arraste adotadas, de cerca de 0,15 D/s, em escala de modelo. Esse valor em escala de protótipo passa a 0,0002 D/s, conduzindo a uma velocidade normalizada de 700 para o solo natural e 3.500 para o solo artificial. Esses valores certamente asseguram um comportamento não-drenado, conforme mostra a Figura 6.28 (a) apresentada por HOUSE et al. (2001). Considera-se, para efeitos práticos, que valores acima de 70 podem ser considerados plenamente não-drenados.

Ocorre que, em ensaios de piezocone e Barra-T, adotando-se a velocidade padrão de 20 mm/s, a velocidade normalizada pode variar de 70 até cerca de 7000, para valores de c_v próximos a 10^{-9} , relativamente comum em argilas brasileiras. O problema em atingir velocidades normalizadas muito altas é a contaminação da resistência medida por efeitos viscosos.

A Figura 6.28 (a) não mostra qualquer ganho de resistência ou variação associada a efeitos viscosos pois não contempla essa hipótese em suas premissas. Dessa forma, traçou-se a curva da Figura 6.28 (b), baseada em estudos ainda não concluídos, cujo formato permite uma melhor visualização do efeito da viscosidade na resistência.

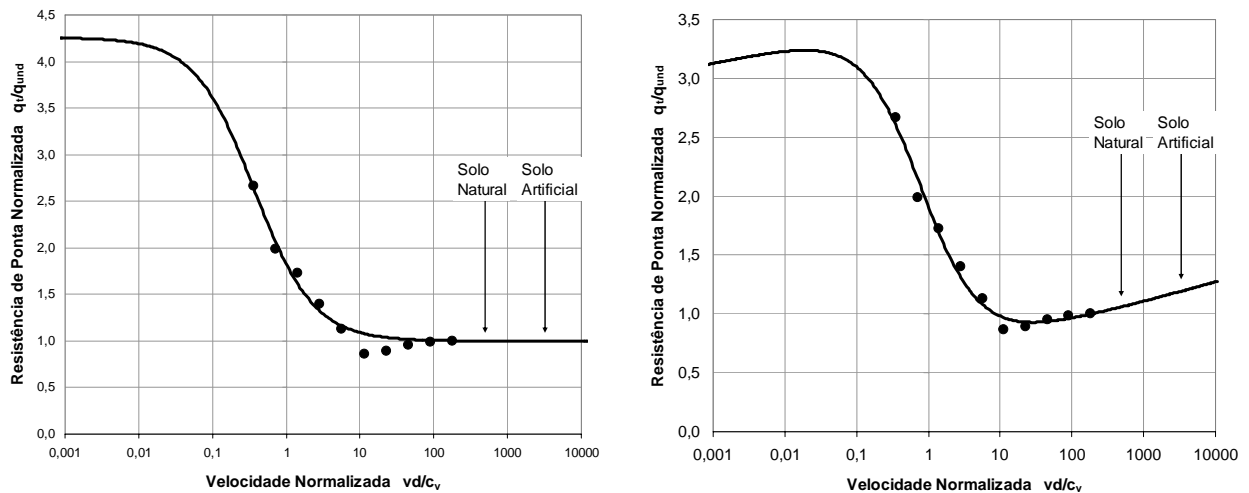


Figura 6.28 – Situação comparativa das velocidades normalizadas de arraste utilizadas nos ensaios centrífugos.

6.2.7 VARIAÇÕES NA PORO-PRESSÃO DURANTE O ARRASTE LATERAL DO DUTO

Durante a fase de arraste horizontal do duto, o transdutor de poro-pressão instalado próximo ao fundo da caixa mediu ligeiras perturbações provocadas pela passagem da peça dentro da camada. A Figura 6.29 e Figura 6.30 exemplificam esses distúrbios, respectivamente para os solos artificial e natural.

Pode-se observar claramente uma redução na poro-pressão quando da passagem do duto. Esse comportamento foi verificado em todos os ensaios, tanto com o solo artificial quanto com o natural.

Foram calculadas as diferenças entre os valores médios das poro-pressões antes do início do arraste do duto, e os valores médio durante o movimento. Esses valores estão apresentados na Figura 6.31 (a) e (b) para os solos artificial e natural, respectivamente.

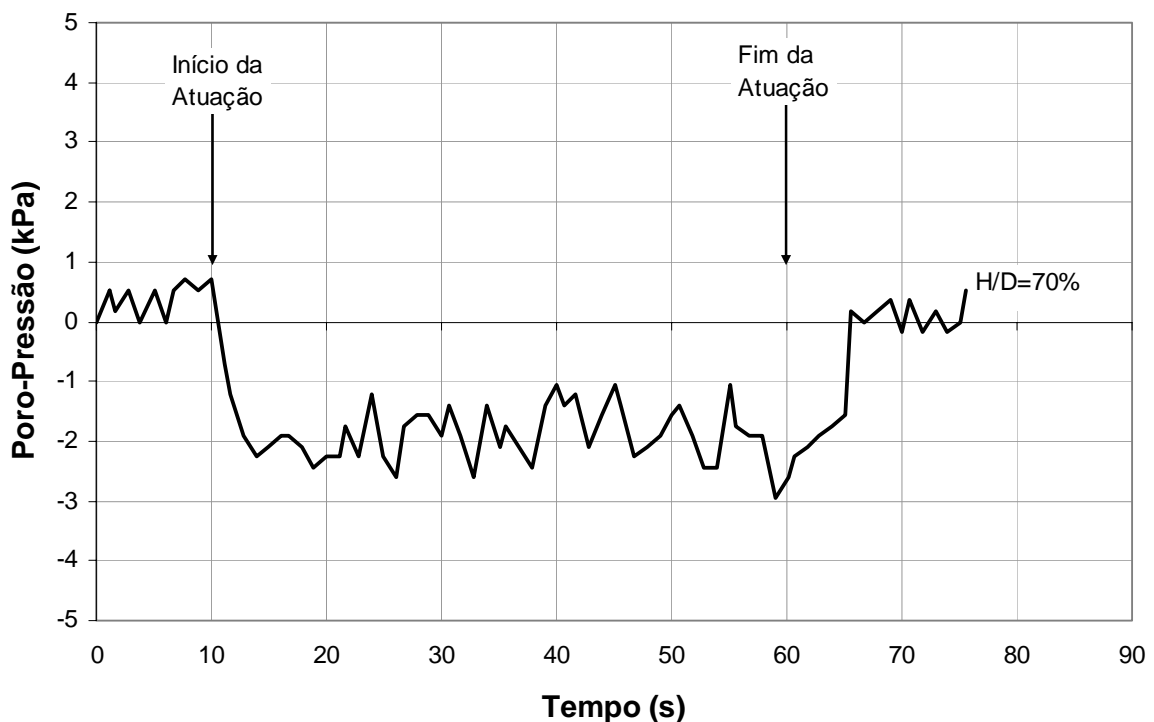


Figura 6.29 – Variação da poro-pressão no fundo da caixa para o solo artificial.

Para o solo composto por caulim e bentonita não fica claro um aumento da variação na poro-pressão com a proximidade do transdutor, como era de se esperar. Esse fato pode ajudar a comprovar que a estrutura da camada de argila para esses ensaios pode ter sofrido efeitos não considerados. Na realidade, rupturas internas provocadas pelo excesso de poro-

pressão negativa durante a desaceleração da centrífuga podem causar respostas diferentes durante o arraste do duto.

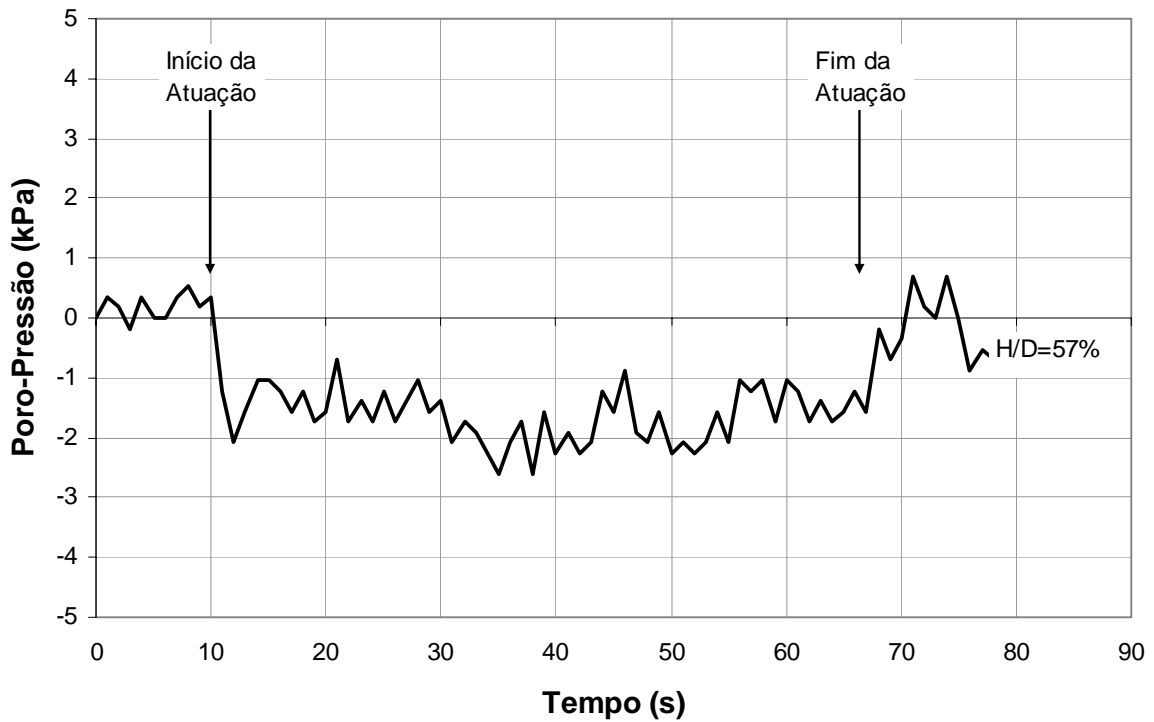


Figura 6.30 – Variação da poro-pressão no fundo da caixa para o solo natural.

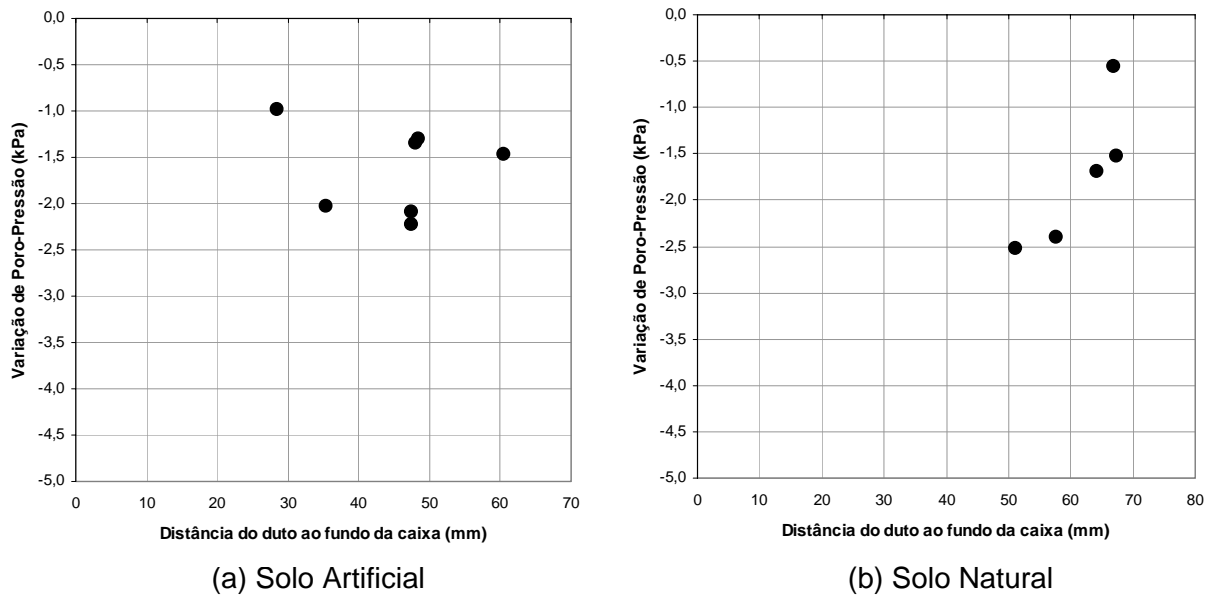


Figura 6.31 – Variações da poro-pressão no fundo da caixa pelo arraste do duto.

Esse mesmo fato não é verificado nos valores encontrados para o solo natural, quando se observa um nítido crescimento da variação da poro-pressão com a profundidade, denotando as boas condições da camada formada.

6.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO DESLOCAMENTO LATERAL

Através de uma colaboração com o CENPES / PETROBRAS, foram realizadas simulações numéricas de flambagem lateral de dutos por BORGES et al. (2005), valendo-se do *cluster* de computadores existente naquele centro, com o objetivo precípua de comparar os resultados computacionais com as simulações físicas em centrífuga. O trabalho é a consolidação de mais de 1.000 análises envolvendo as mais diversas hipóteses de abordagem do problema.

Para tanto os autores adotaram a constituição de 12 modelos estruturais de análise para o duto, em escala de protótipo, com 457 mm de diâmetro, abrangendo elementos do solo de fundação, elementos do próprio duto e uma interface de contato solo-duto. O simulador numérico utilizado foi o AEEPECD versão 2.1 desenvolvido por COSTA (1984), já apresentado anteriormente. Na discretização dos modelos, também se utilizou o programa SIGMA versão 4.2, descrito em AMARAL et al. (2003) para pré e pós processamento.

As simulações contemplaram apenas o solo natural, uma vez que um outro conjunto de análises com o solo artificial demandaria muito tempo. O material da Refinaria Duque de Caxias foi escolhido por ter apresentado um comportamento mais previsível e também por ser um material real, i.e., sujeito às variabilidades inerentes ao substrato da região.

As cinco malhas de elementos finitos adotadas foram as mesmas já comentadas no Capítulo 5, possuindo aproximadamente de 1.300 a 3.000 elementos isoparamétricos quadráticos, com cerca de 4.000 a 9.000 pontos nodais. As razões de enterramento adotadas são 17%, 27%, 57%, 81% e 124%, i.e., as mesmas profundidades de realização dos ensaios centrífugos com o solo natural. As dimensões de largura e altura do modelo foram consideradas suficientes para minimizar os efeitos de fronteira. As condições de contorno adotadas nas bordas laterais foram de restrição horizontal de movimentação, e na borda inferior foi de restrição vertical de movimentação.

Para a análise dos modelos, foram impostos deslocamentos horizontais de 200 mm aos nós da superfície interna da barra, utilizando-se 100 incrementos de carregamento e 100

interações admissíveis. As interações visam atender o critério de convergência baseado em taxas de resíduos globais para forças e deslocamentos não superiores a 1%.

Nos elementos de contato, considerou-se o comportamento não-linear físico do solo na direção tangencial, admitindo-se uma tensão cisalhante máxima igual à própria resistência não-drenada do solo. Na direção normal considerou-se um comportamento linear.

As constantes de deformabilidade do contato solo-duto nos sentidos normal e tangencial foram definidas através de correlações específicas com o solo de fundação sendo definidas por K_n (E_{solo}/t_c) e K_t , (G_{solo}/t_c) constantes de deformabilidade normal e tangencial do contato solo-barra, respectivamente. E_{solo} e G_{solo} são os módulos de elasticidade longitudinal e transversal do solo, respectivamente, e t_c a espessura crítica do contato solo-barra (0,0254 m). Para o cálculo de G_{solo} adotou-se a relação clássica aproximada apresentada na Equação (5.2) com coeficiente de Poisson $\nu = 0,49$.

$$G_{solo} = \frac{E_{solo}}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5.2)$$

O comportamento não-linear físico de plasticidade do solo de fundação é representado nos modelos por lei associativa de plasticidade, segundo o critério de escoamento plástico de Mohr-Coulomb para condição não-drenada e material non-tension. Nesta condição, o ângulo de atrito interno do solo é considerado nulo e a formulação do critério de escoamento plástico de Mohr-Coulomb recai na formulação do critério de Tresca.

Em condições não-drenadas, os parâmetros da envoltória de resistência são dados pelo ângulo de atrito interno nulo do solo e pela sua coesão. As demais propriedades utilizadas para gerar o estado inicial de tensões são o peso específico, no caso usado o submerso ($\gamma' = 2,5 \text{ kN/m}^3$), e o coeficiente de empuxo do solo em repouso.

Para obtenção dos valores do módulo de elasticidade longitudinal ao longo da camada, adotou-se a relação empírica, aproximadamente constante, entre o módulo de elasticidade transversal e a resistência não-drenada do solo, proposta em ALMEIDA & MARQUES (2002), e representada na Equação (5.3). Essa relação conduz à Equação (5.4) que representa a razão, também aproximadamente constante, entre o módulo de elasticidade longitudinal e a resistência não-drenada do solo.

$$\frac{G_{solo}}{Su} = 100 \quad (5.3)$$

$$\frac{E_{solo}}{Su} = 300 \quad (5.4)$$

Adotou-se a Equação (6.4) como determinante do comportamento linear da resistência não-drenada do solo com a profundidade em escala de protótipo, obtida a partir dos valores medidos durante a fase de posicionamento do duto, e apresentados na Figura 5.61. Nesta fase, o conjunto haste-duto é considerado um penetrômetro Barra-T, permitindo a medição do Su com a profundidade.

$$Su = 1,2827 \cdot z + 0,1002 \quad (6.4)$$

Para manter a coerência com as simulações realizadas na fase de enterramento apresentadas no Capítulo 5, manteve-se o fator $\alpha = 0,5$, indicando uma situação intermediária entre uma superfície perfeitamente rugosa e uma perfeitamente lisa, para a parede do duto. A Figura 6.32, Figura 6.33, Figura 6.34 e Figura 6.35 apresentam a distribuição do coeficiente de plastificação do solo, obtido durante o arraste lateral do duto, para as razões de enterramento $H/D = 17\%$, 57% , 81% e 124% , respectivamente.

A principal observação a fazer é que a mobilização da resistência ocorre principalmente na direção de movimentação do duto. A propagação da plastificação observada na parte anterior do solo está provavelmente associada ao contínuo imposto pela malha, que mantém a transmissão de parte das tensões.

De maneira geral, as configurações deformadas obtidas numericamente muito se aproximam das configurações deformadas de modelagem física para H/D até cerca de 50% , conforme se pode observar na Figura 5.73 a Figura 5.75. No entanto, para enterramentos maiores, a contribuição da parcela de solo atrás do duto torna-se ainda mais evidente mobilizando a porção anterior do solo em proporções quase iguais à porção posterior. Maiores considerações serão tecidas a esse respeito mais adiante, quando forem apresentados os campos de deslocamento resultantes da análise de velocimetria de partículas por imagem.

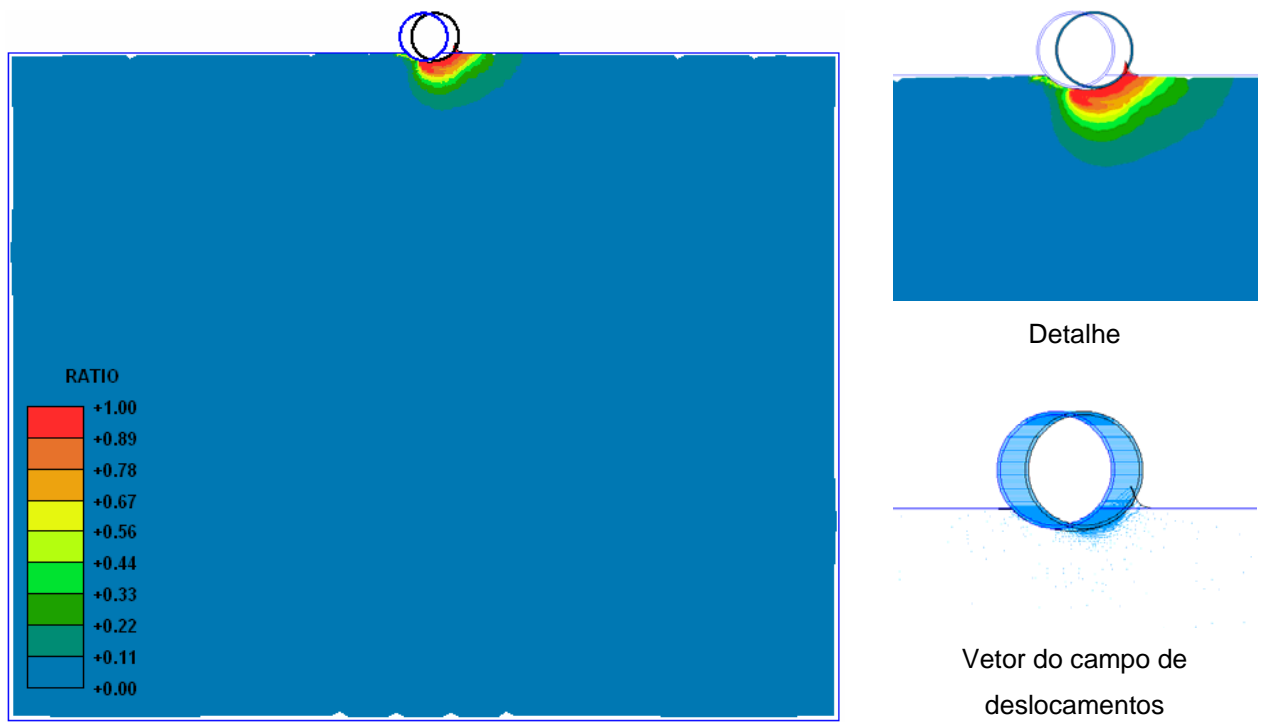


Figura 6.32 - Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 17\%$ (BORGES et al., 2005).

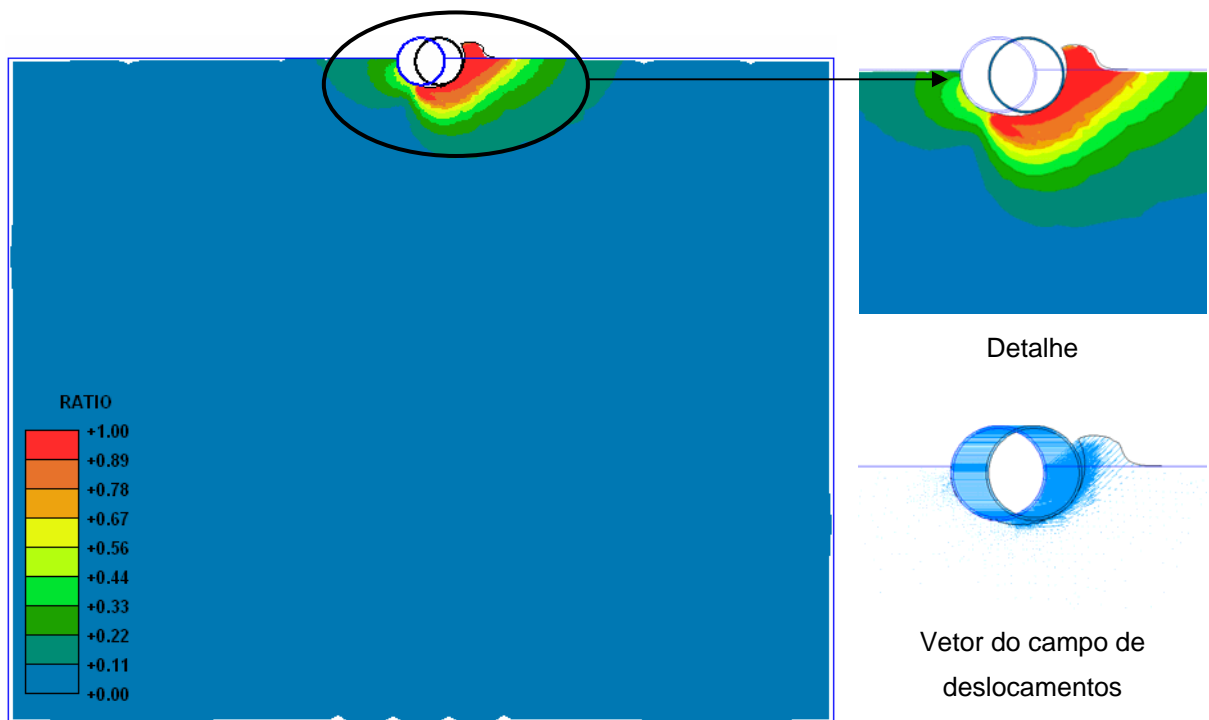


Figura 6.33 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 57\%$ (BORGES et al., 2005).

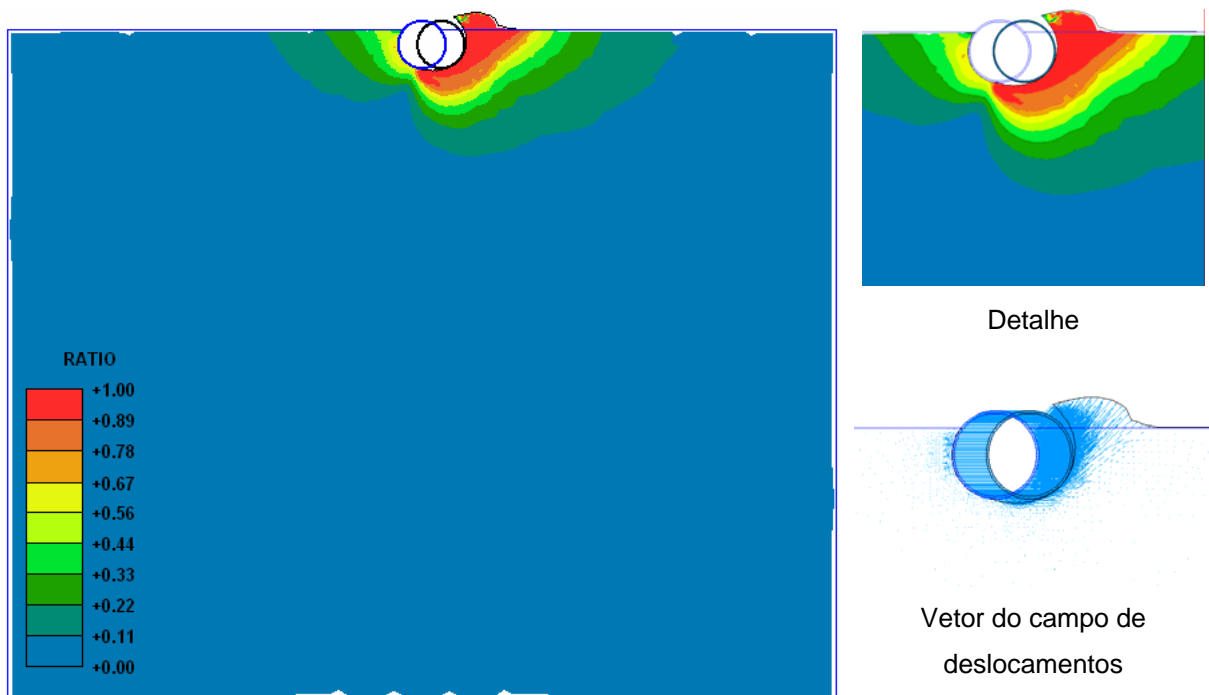


Figura 6.34 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 81\%$ (BORGES et al., 2005).

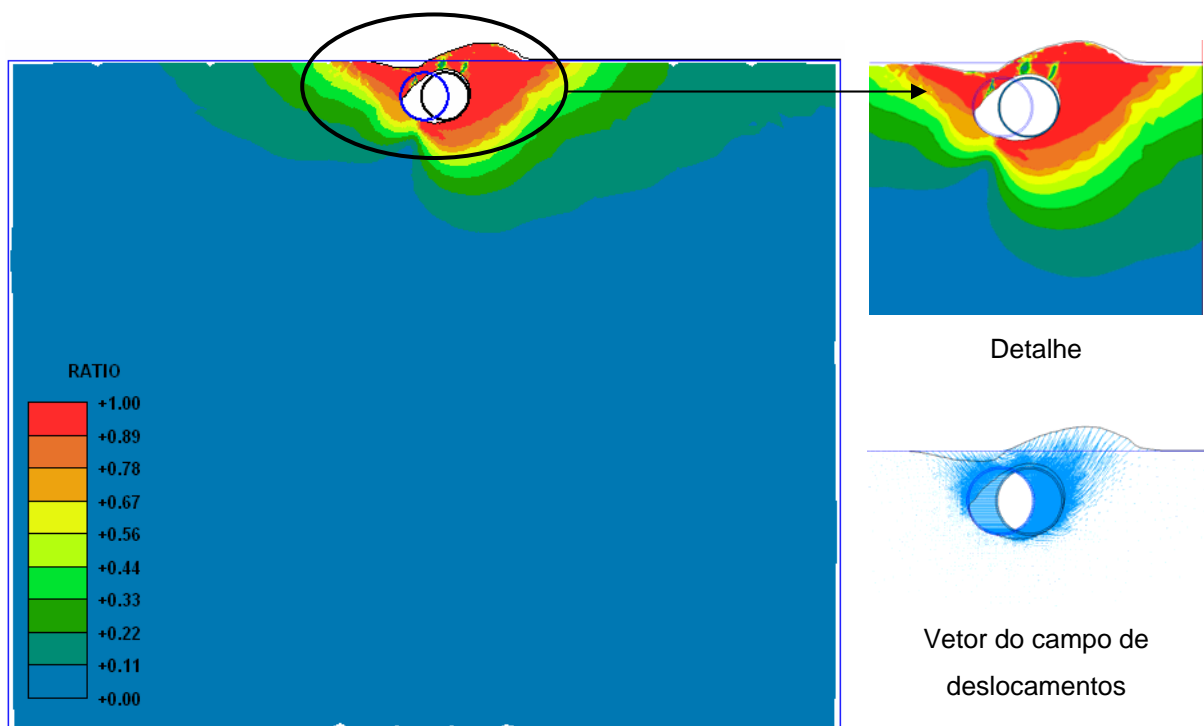


Figura 6.35 – Coeficiente de plastificação do solo para $H/D = 124\%$ (BORGES et al., 2005).

As forças horizontais obtidas pelas simulações numéricas foram normalizadas segundo o mesmo critério descrito para as forças horizontais dos solos artificial e natural, i.e., utilizando-se a Equação (6.1). No entanto, os valores de diâmetro utilizados na normalização foram os de protótipo ($D = 0,457$ m), assim como os valores de resistência não-drenada adotados foram calculados através da Equação (6.4).

A Figura 6.36 apresenta as curva de forças horizontais normalizadas para os enterramentos de 5%, 17%, 27%, 57%, 81%, 100%, 124%, 200%, 300%, 400%, 500% e 600%. Os valores encontrados mostram coerência com os resultados dos ensaios centrífugos correspondentes para o solo natural, apresentado na Figura 6.18. A Tabela 6.6 mostra uma comparação de resistências médias para ambas as análises.

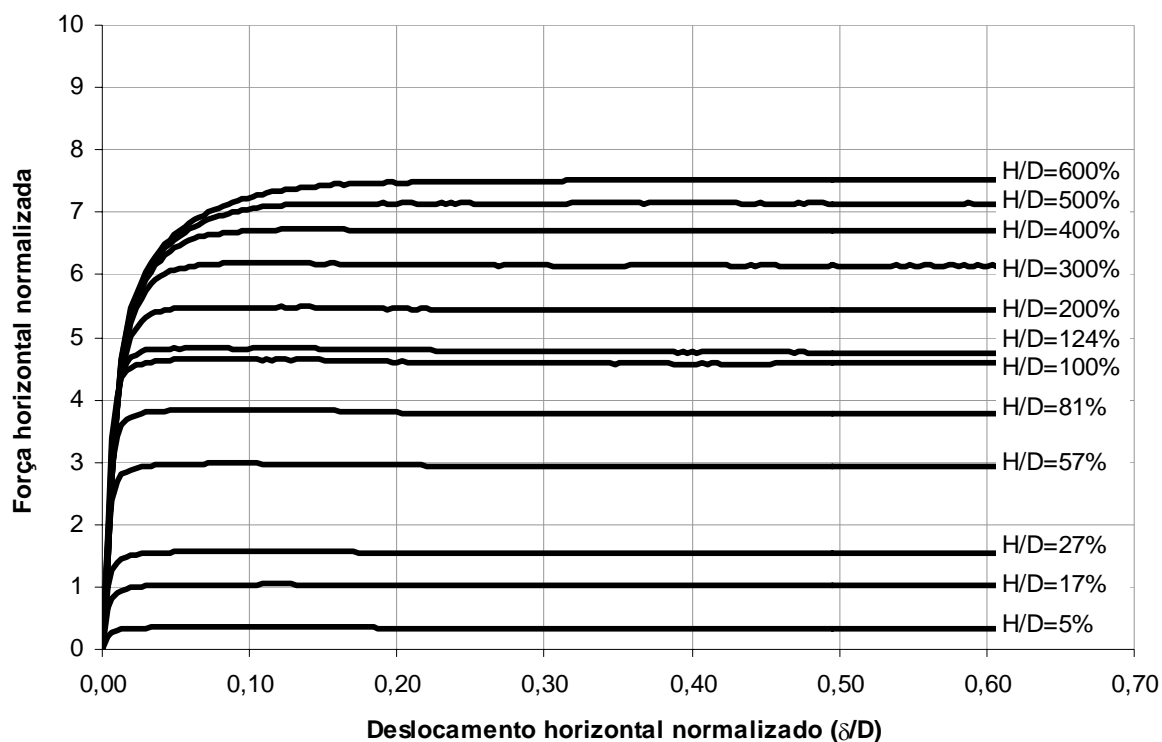


Figura 6.36 – Forças horizontais normalizadas obtidas por simulações numéricas (BORGES et al., 2005).

Muito embora os valores comparados não sejam exatamente os mesmos, observa-se uma semelhança muito grande até enterramentos próximos a 50%. Além desse ponto acontece algum afastamento, quando a resistência medida em centrífuga para o solo natural fica ligeiramente acima daquela obtida numericamente. Esse aumento pode estar relacionado

com o fato da simulação numérica adotada não considerar todo o envolvimento da porção anterior do solo, observado nas modelagens físicas, o que exatamente se faz sentir mais intensamente para enterramentos superiores a 50%. Ainda assim, a mobilização de resistência na massa de solo chega em parte à região anterior do duto. Esse fato ocorre porque, em uma malha de elementos finitos convencional, todos os elementos estão presos entre si, definindo o contínuo da malha, motivo pelo qual não é possível ocorrer a abertura de trincas. Dessa forma, alguma propagação de plastificação acaba ocorrendo para a porção traseira do solo.

Tabela 6.6 – Valores da força horizontal normalizada nas simulações numérica e centrífuga (solo natural).

H/D	Simulação Centrífuga	Simulação Numérica
17%	0,8	1,0
27%	1,5	1,6
57%	3,3	2,9
81%	4,7	3,8
124%	5,9	4,8

A força vertical foi normalizada segundo os mesmos critérios adotados para os solos artificial e natural. A Figura 6.37 e Figura 6.38 mostram as curvas obtidas nas análises numéricas, correspondentes aos mesmos enterramentos calculados para a força horizontal. Conforme se pode observar, a mobilização de resistência na direção vertical (N_v) tem valores praticamente constantes, girando em torno de 1,5. Não há, portanto, uma caracterização muito clara da redução da força vertical normalizada com o enterramento, como foi observado nos ensaios com os solos artificial e natural.

Não há evidências suficientes para afirmar exatamente o motivo pelo qual a simulação numérica apresenta valores praticamente constantes. Entretanto, em termos de carregamentos cíclicos de longo prazo, o efeito é claro: se o peso do duto vazio não for suficiente para anular a componente vertical surgida pelo movimento lateral, a tendência será de se desenterrar paulatinamente, avançando mais rapidamente a cada ciclo.

Com o intuito de comparar os valores numéricos calculados com as resistências residuais médias obtidas em centrífuga para os solos artificial e natural, foram traçados os gráficos da Figura 6.39 (a) e Figura 6.39 (b).

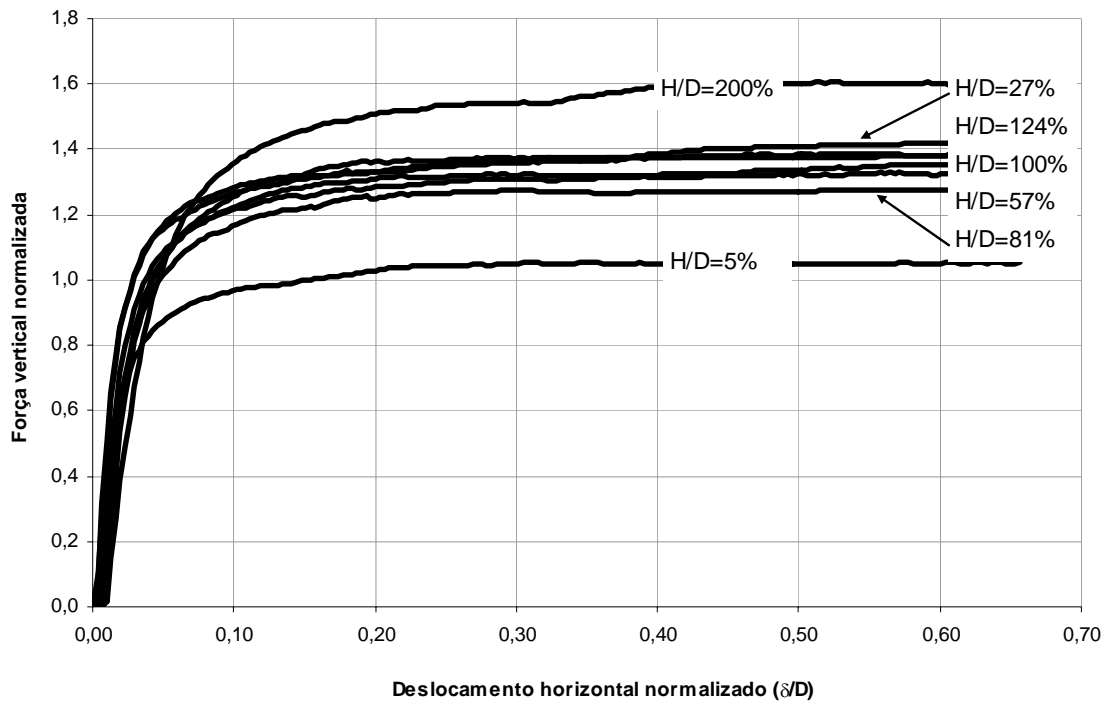


Figura 6.37 – Forças verticais normalizadas obtidas por simulações numéricas para $H/D < 250\%$ (BORGES et al., 2005).

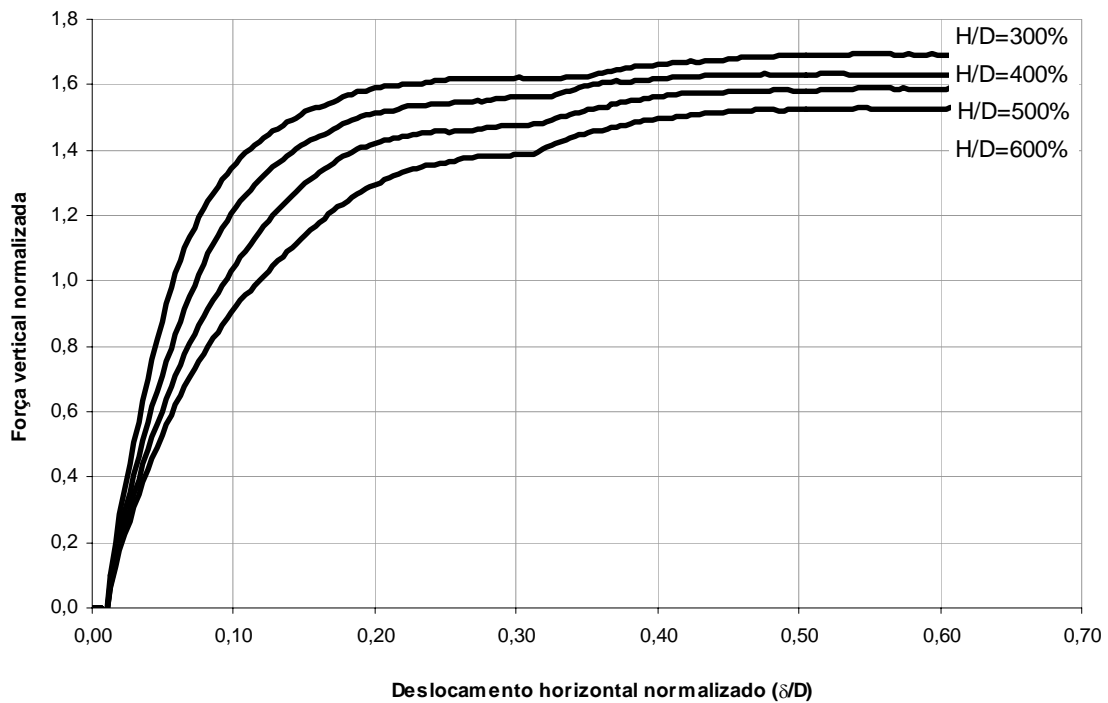


Figura 6.38 – Forças verticais normalizadas obtidas por simulações numéricas para $H/D > 250\%$ (BORGES et al., 2005).

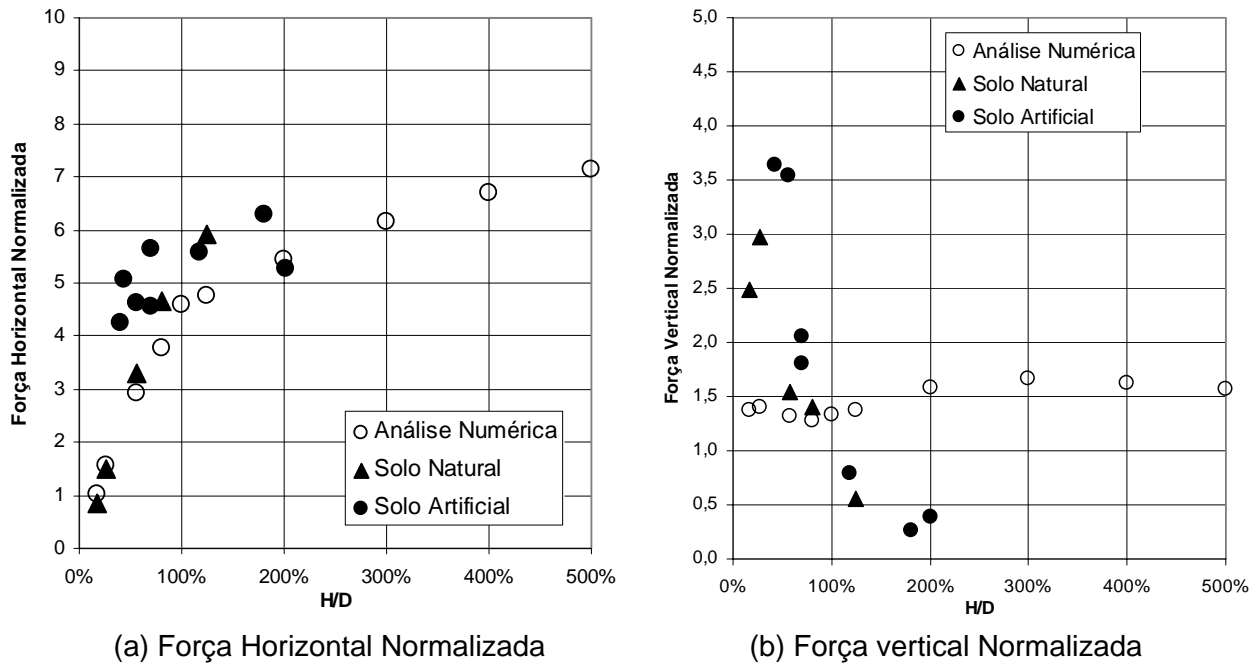


Figura 6.39 – Consolidação das forças médias residuais horizontais e verticais normalizadas.

Mais uma vez fica evidente o aumento da força horizontal normalizada com a razão de enterramento, mostrando um grupo relativamente coeso de pontos formados por ensaios físicos e análises numéricas. Para as forças verticais normalizadas, a situação é contrária, tendo ficado caracterizado um decréscimo com o enterramento, apesar das simulações numéricas apresentarem valores praticamente constantes.

Em termos do deslocamento lateral observado no duto, necessário para a máxima mobilização de resistência, as análises numéricas também sugerem um aumento crescente à medida que o enterramento aumenta, conforme se pode observar na Figura 6.40.

A movimentação do duto, até a razão H/D de 200%, permanece relativamente estável, no entorno de 3% do diâmetro. No entanto, para enterramentos maiores, esse intervalo começa a aumentar exponencialmente.

6.4 ANÁLISE VPI NA MODELAGEM FÍSICA CONVENCIONAL

Estão apresentados neste item os campos de deslocamento obtidos através do processo de velocimetria de partícula por imagem aplicado aos ensaios de modelagem física convencional (1G). Conforme descrito no Capítulo 4, foram realizados seis ensaios

utilizando apenas o solo artificial, composto de uma mistura de caulim e bentonita. Os três primeiros testes utilizaram uma mistura com umidade média de cerca de 150%, enquanto os outros adotaram umidade de 200%. As profundidades de enterramento variaram entre $H/D = 50\%$, 100% e 200% , sendo que, para cada ensaio, imprimiram-se três ciclos de movimentação com aproximadamente meio diâmetro de amplitude.

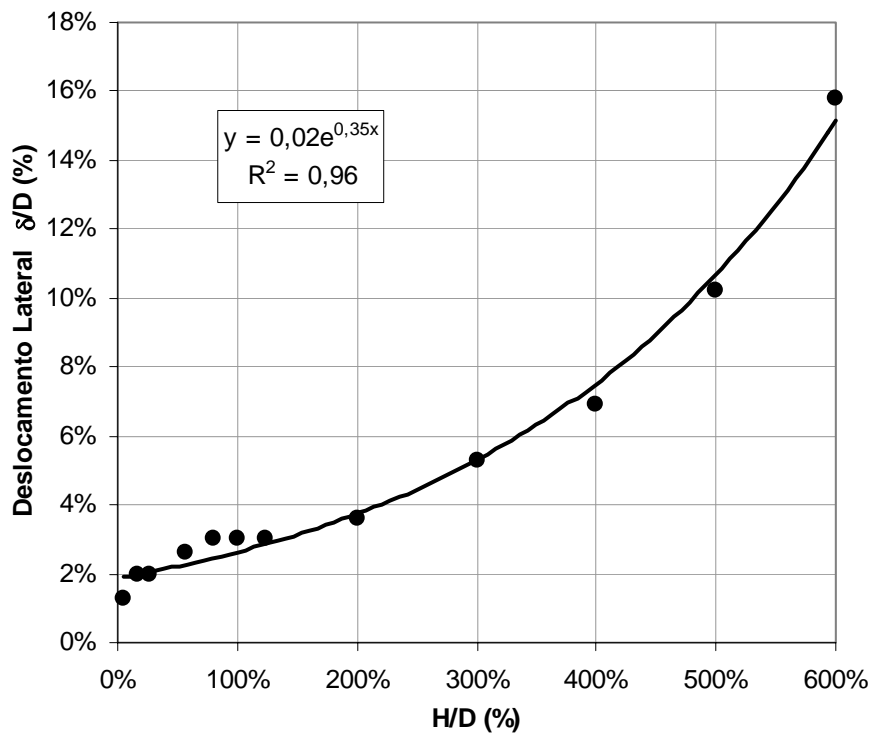


Figura 6.40 – Deslocamento do duto na mobilização máxima de resistência nas análises numéricas.

A Figura 6.41, Figura 6.42 e Figura 6.43 tratam do material com umidade $w = 150\%$ e razões de enterramento $H/D = 50\%$, 100% e 200% , respectivamente. A Figura 6.44, Figura 6.45 e Figura 6.46 tratam do material com umidade $w = 200\%$ e razões de enterramento $H/D = 50\%$, 100% e 200% , respectivamente.

Cada figura apresenta três análises de velocimetria de partícula, cada uma referenciada a um deslocamento horizontal de meio diâmetro. Cabe salientar que os conjuntos de imagens foram processados separadamente, não havendo, portanto, deslocamentos acumulados entre ciclos.

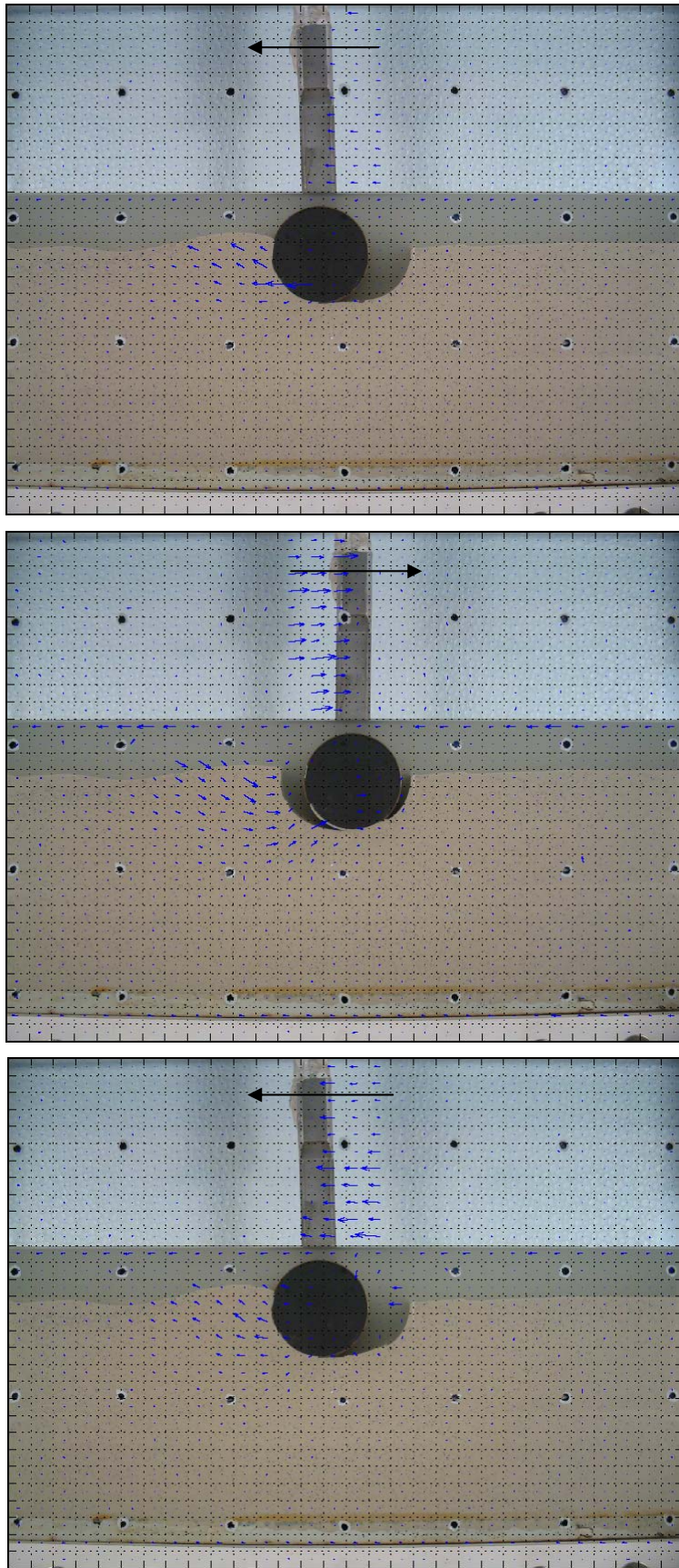


Figura 6.41 – Campos de deslocamento para $w = 150\%$ e $H/D = 50\%$.

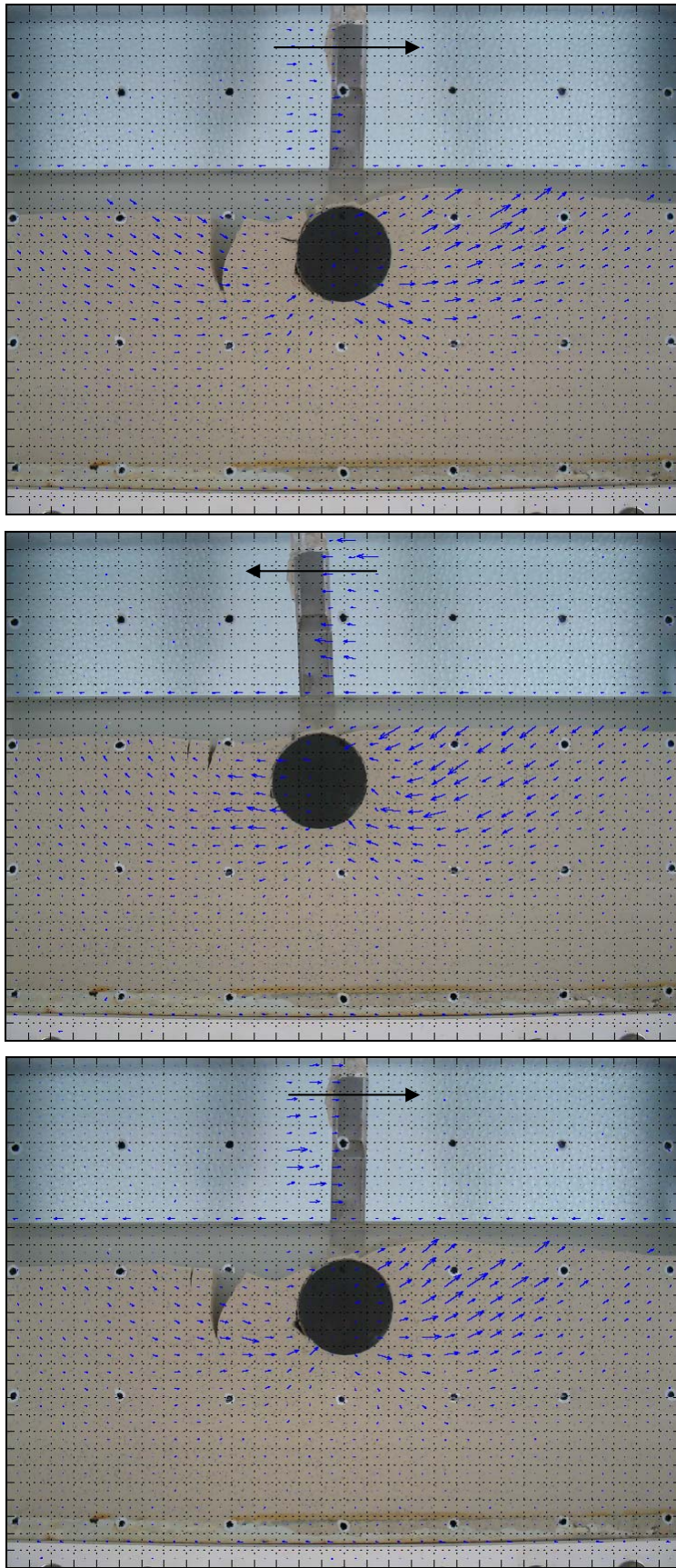


Figura 6.42 – Campos de deslocamento para $w = 150\%$ e $H/D = 100\%$.

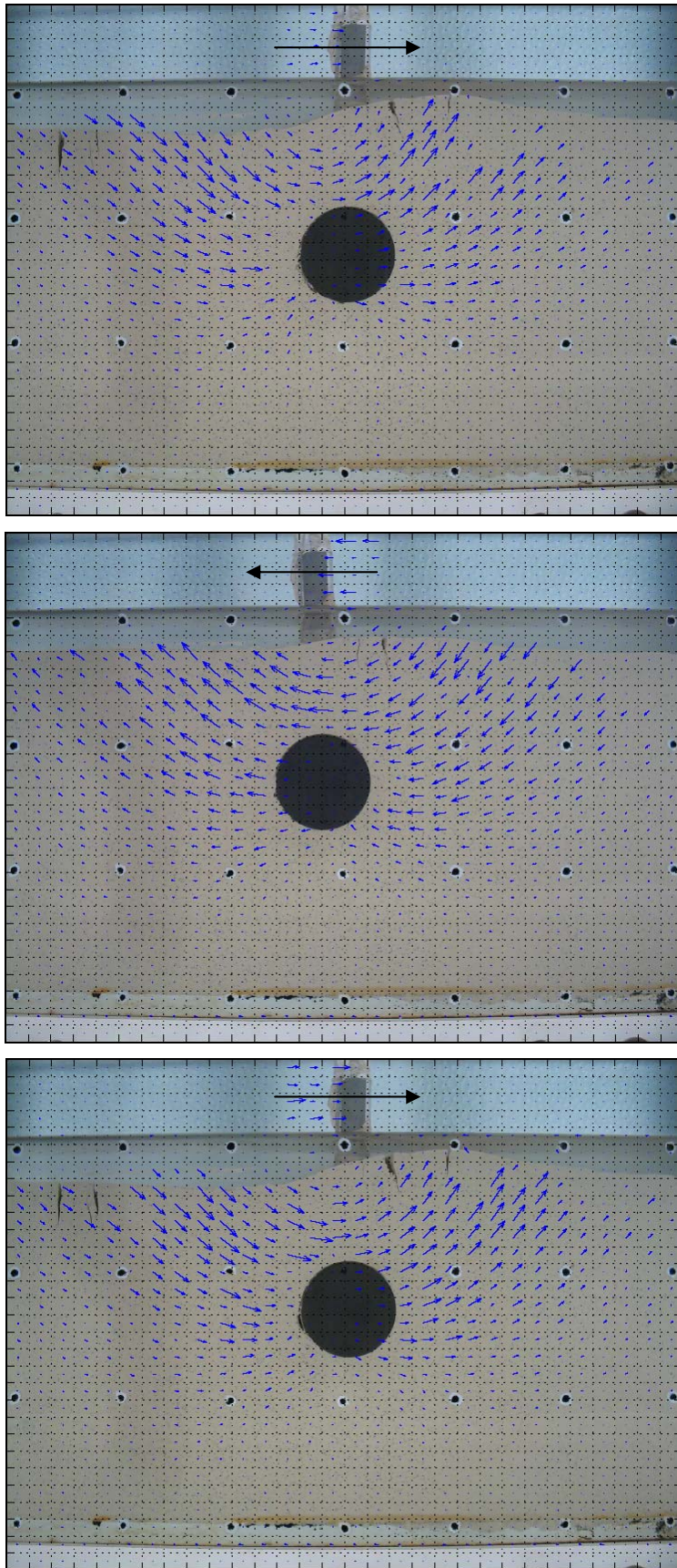


Figura 6.43 – Campos de deslocamento para $w = 150\%$ e $H/D = 200\%$.

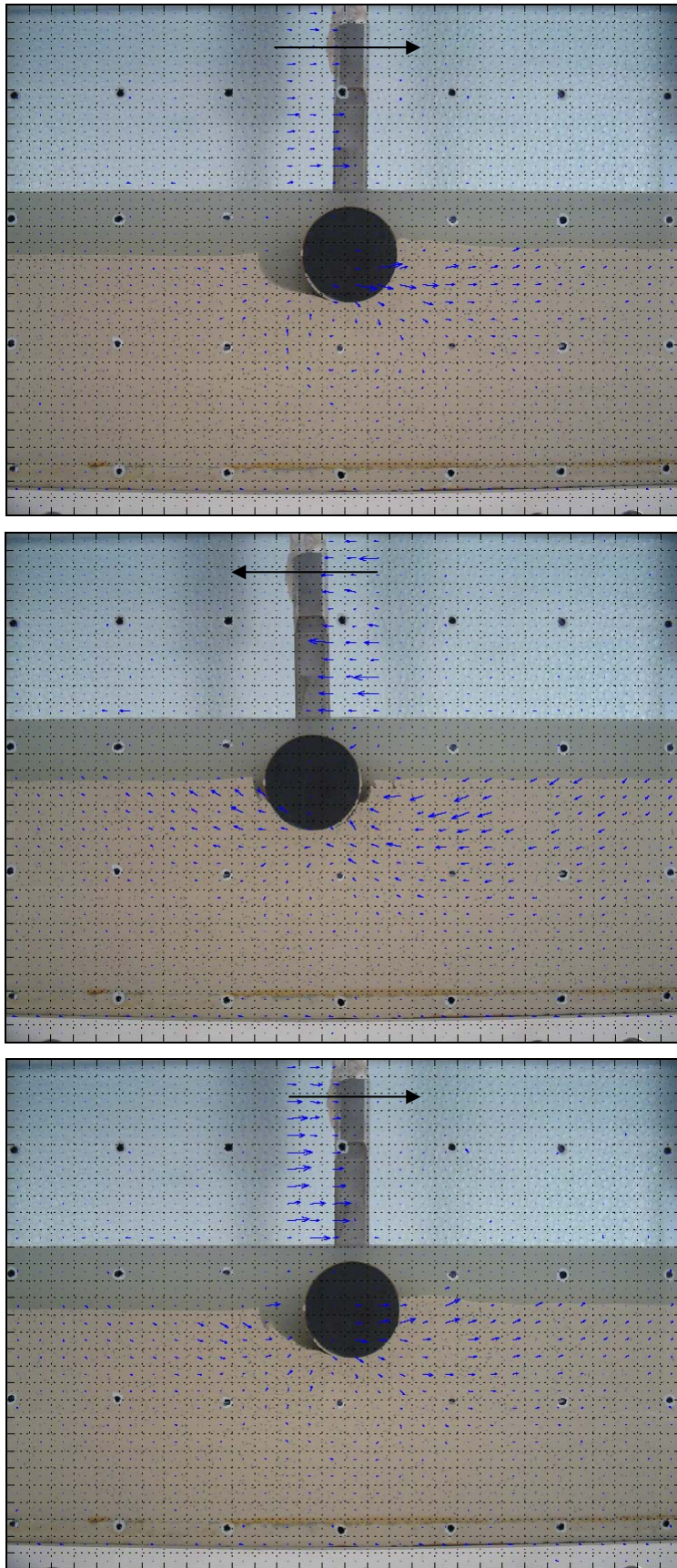


Figura 6.44 – Campos de deslocamento para $w = 200\%$ e $H/D = 50\%$.

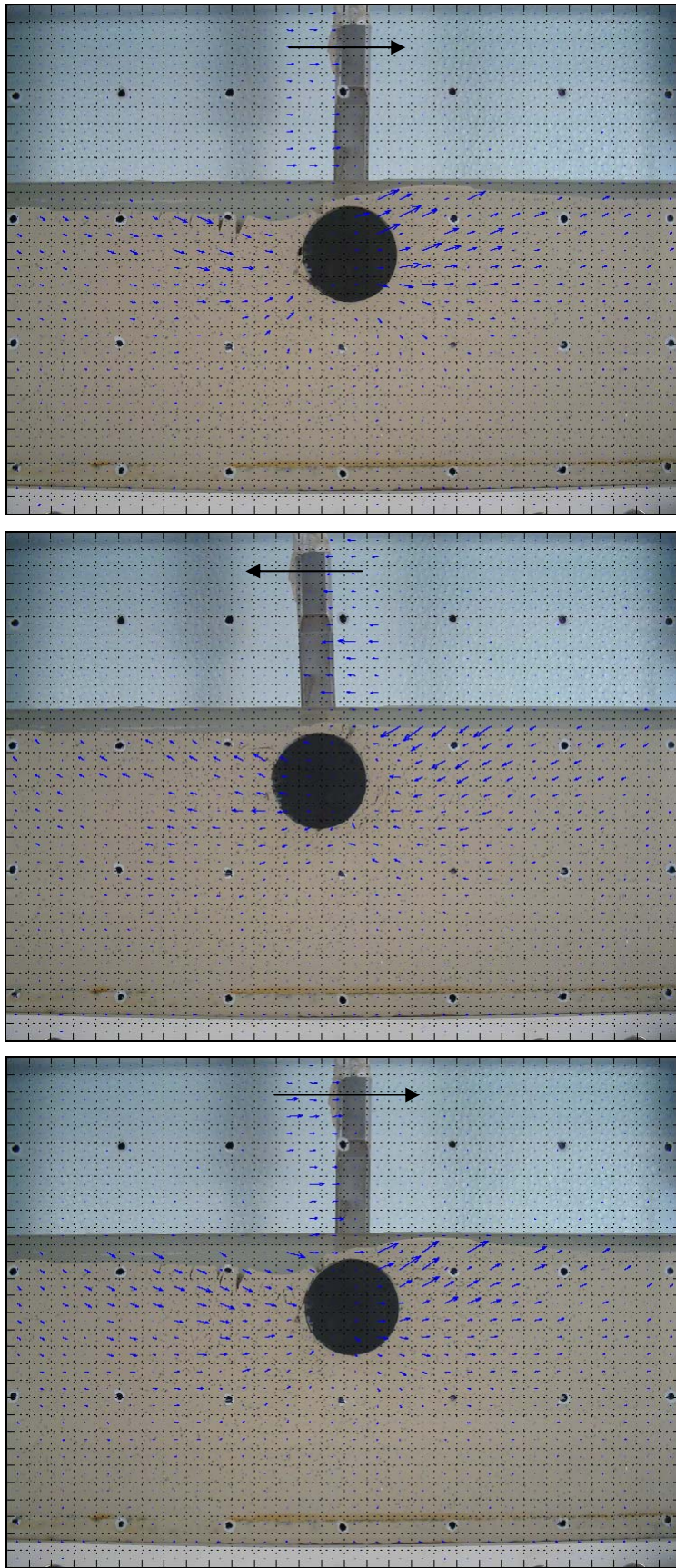


Figura 6.45 – Campos de deslocamento para $w = 200\%$ e $H/D = 100\%$.

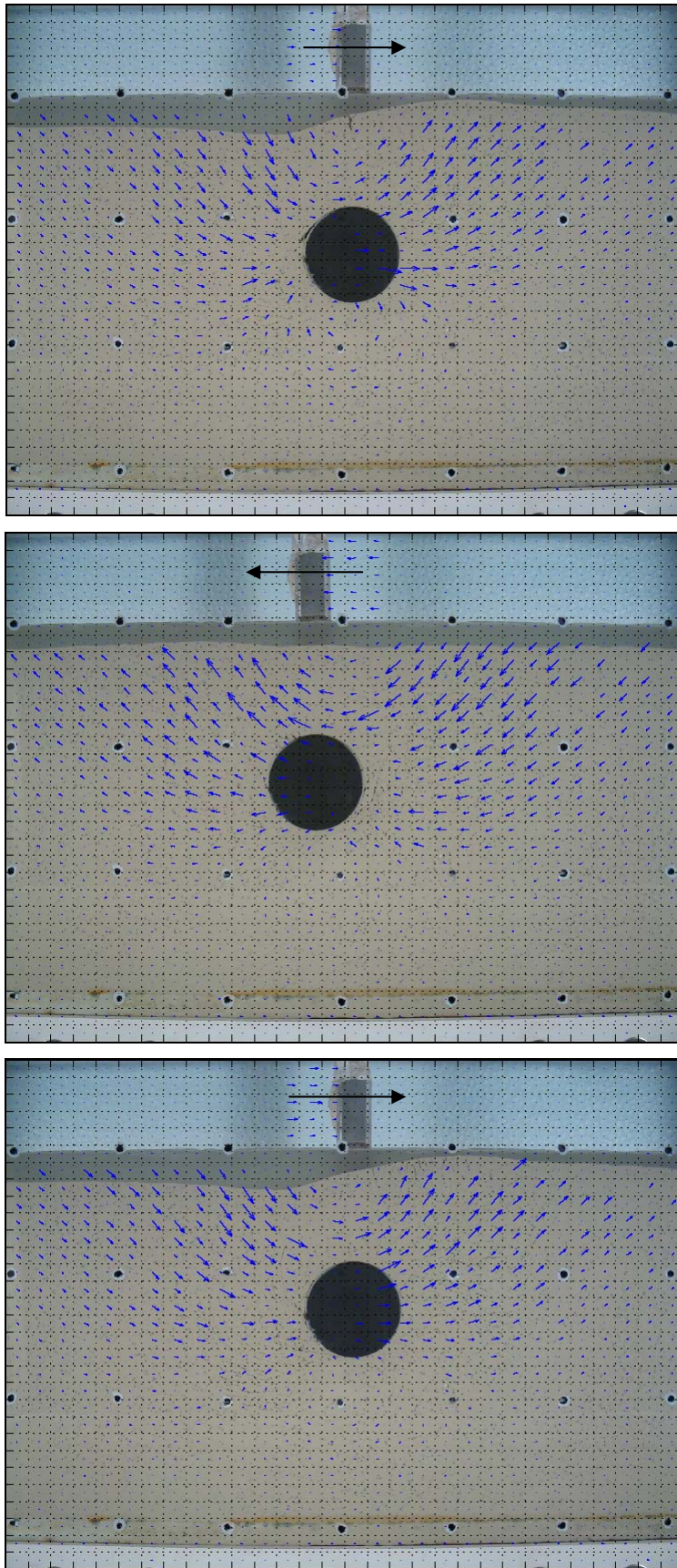


Figura 6.46 – Campos de deslocamento para $w = 200\%$ e $H/D = 200\%$.

Em todas as figuras pode-se observar nitidamente a formação de uma cunha de solo sendo deslocada à frente do duto. Nos casos em que $H/D = 100\%$ e 200% , de maneira quase simétrica, outra cunha na parte traseira também é formada, de maneira mais intensa que os resultados obtidos nas análises numéricas. Para os casos com 50% de enterramento, observa-se uma mobilização menor da porção de solo localizada atrás do duto, muito embora se perceba um crescimento dessa participação da umidade de 150% para a umidade de 200% . Esse comportamento pode estar associado à maior ou menor dificuldade de promover a geração de pressões neutras.

Cabe salientar que as cunhas de solo, anterior e posterior, movimentadas não se restringem geometricamente à geratriz inferior do duto, como no caso das âncoras proposto por MARTIN & COCHARD (1978) e apresentado na Figura 2.3. Certamente, o formato circular da face em contato com o solo promove movimentações em profundidades além do duto, mobilizando resistências que induzem a esforços no sentido vertical que estão associados às forças verticais medidas nos ensaios centrífugos.

O fato dessas forças verticais diminuir com o enterramento não estaria associado ao desaparecimento desse efeito, mas sim a um contrapeso proporcionado pela massa do solo acima do duto, contrapeso esse inexistente nos casos de enterramento superficiais.

A Figura 6.47 e Figura 6.48 apresentam duas aproximações na região abaixo do duto, referentes aos casos de umidade $w = 200\%$ e enterramento $H/D = 50\%$ e $H/D = 200\%$ respectivamente, onde se pode observar a circulação do solo no sentido horário.

Cabe ainda salientar que os fluxos circulares identificados abaixo do duto possuem dimensões bastante semelhantes, mesmo em se tratando de razões de enterramento diversas.

No trabalho realizado por PAULIN et al. (1995) comentado no Capítulo 2, os autores observaram a nítida tendência de desenterramento que o duto apresentou ao ser puxado lateralmente sem qualquer restrição de movimentação vertical. Esse fato fica claro na Figura 2.23 na qual se pode observar a trajetória ascendente da estrutura.

A Figura 6.49 apresenta uma visão esquemática simplificada dos mecanismos de ruptura, observados nas análises de velocimetria de partícula por imagem, para duas situações de enterramento: 50% e 200% .

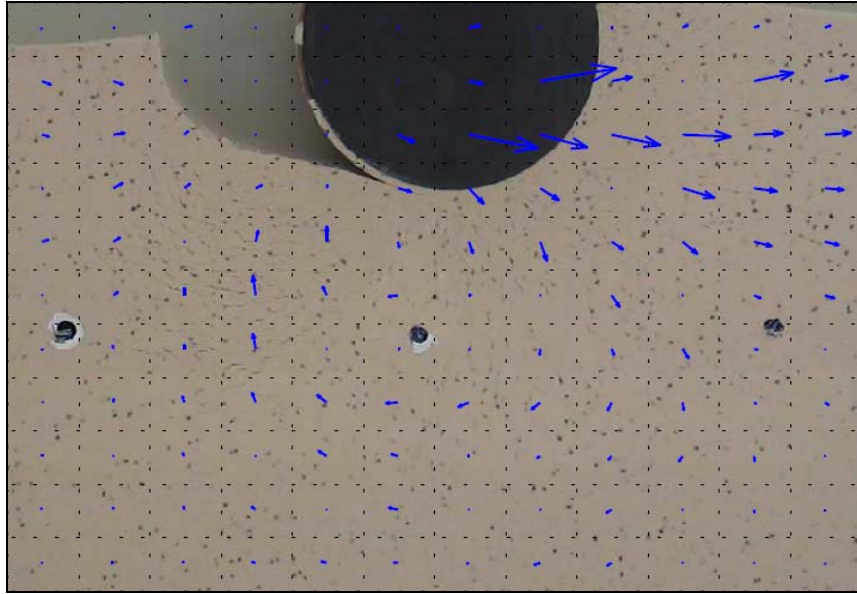


Figura 6.47 – Aproximação do primeiro ciclo do ensaio com $w = 200\%$ e $H/D = 50\%$.

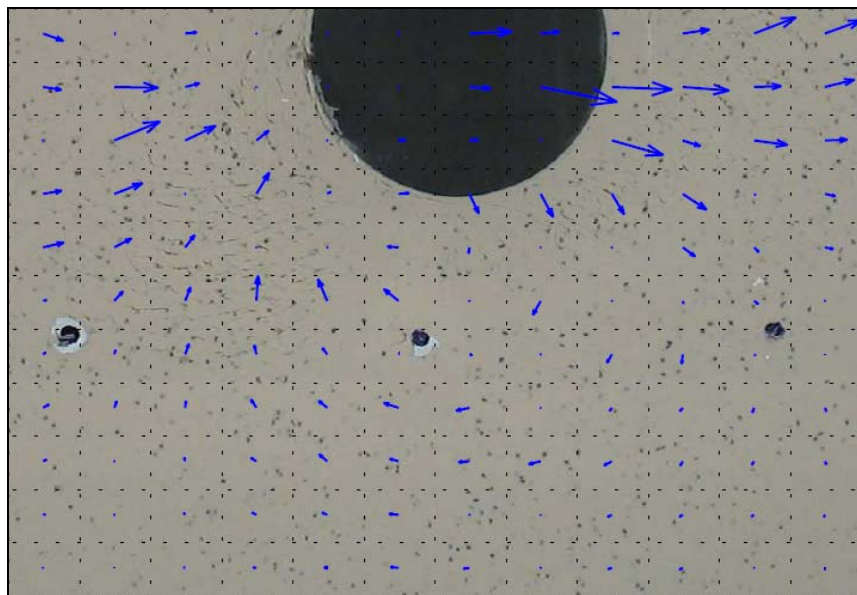


Figura 6.48 – Aproximação do primeiro ciclo do ensaio com $w = 200\%$ e $H/D = 200\%$.

Acima do duto ficam delineadas as cunhas de solo, mobilizadas durante a movimentação, associadas às forças horizontais, enquanto na parte inferior verifica-se a ruptura circular comentada anteriormente, associada às forças verticais.

À medida que o duto vai se enterrando, a superfície em cunha da Figura 6.49 (b) torna-se um círculo caracterizando uma ruptura profunda, não apresentando praticamente quaisquer interações com a superfície do terreno. Nesses termos, a principal diferença entre o

mecanismo proposto acima e o mecanismo proposto por MARTIN & COCHARD (1978), apresentado na Figura 2.3, para âncoras planas reside na existência de uma ruptura circular abaixo da estrutura do duto, gerada pela forma circular da face do duto.

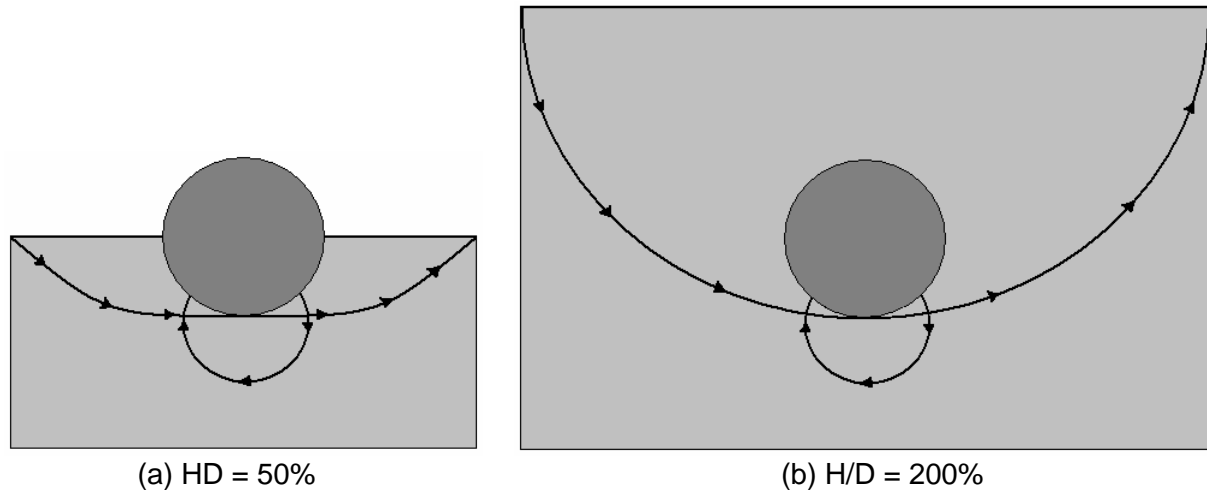


Figura 6.49 – Visão esquemática de mecanismos de ruptura observados nas análises VPI.

Esses mecanismos são bem diferentes do proposto por FRIEDMANN (1986), apresentado na Capítulo 2, idealizado para dutos enterrados em terreno arenoso. A única cunha frontal mobilizada não considera qualquer possibilidade de envolvimento da porção anterior do solo, significando que a dissipação da poro-pressão é rápida o suficiente para não permitir efeitos relacionados com excessos de poro-pressão. Também não existe qualquer mobilização de resistência abaixo do duto.

6.5 MODELO DE COMPORTAMENTO PROPOSTO

6.5.1 FUNDAMENTAÇÃO DO PROBLEMA

O fenômeno de flambagem lateral de dutos enterrados sujeitos a ciclos de carregamento axial por passagem de óleo aquecido é um fenômeno complexo e demanda análises tridimensionais, ou, ao menos, duas análises bidimensionais: transversal e longitudinal. O objetivo do modelo aqui apresentado é prover um acesso mais rápido a parâmetros de resistência transversais do solo que permitam, em uma outra etapa, uma análise longitudinal mais simples. Para tanto, procurou-se simplificar ao máximo o equacionamento do problema tomando como balizas os resultados obtidos em modelos físicos e análises numéricas.

Inicialmente, é fundamental a identificação dos parâmetros envolvidos no problema para que uma proposta de comportamento contemple o maior número possível de possibilidades. Dessa forma, as principais características geométricas do problema estão associadas ao diâmetro do duto (D) e à profundidade de enterramento (H). Esses parâmetros são fundamentais na análise uma vez que permitem a clara descrição da situação em estudo. Assim sendo, é natural supor que todos os resultados obtidos em termos de reações horizontais e verticais do solo dependem, de alguma forma, direta ou indiretamente, desses parâmetros.

Calculado nessa afirmativa, o modelo proposto baseou-se num triângulo fundamental de lados D e $n \cdot H$ (Figura 6.50), onde n é uma constante real capaz de ponderar a relação entre os dois parâmetros adotados.

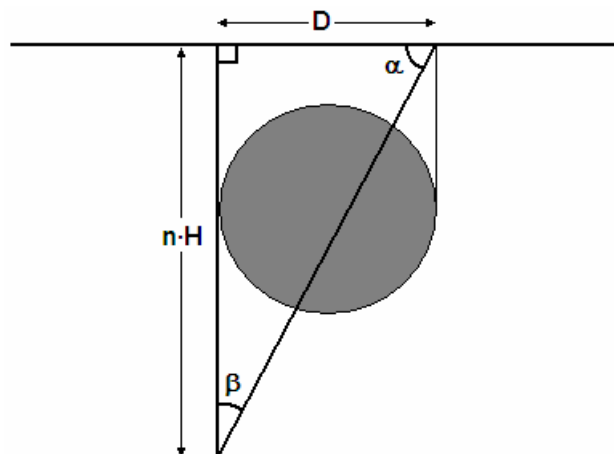


Figura 6.50 – Triângulo fundamental de lados D e $n \cdot H$.

6.5.2 FORÇAS HORIZONTAIS

Para o equacionamento da superfície de ruptura associada às forças horizontais, foi adotada a curva mais simples possível, i.e. um círculo, cujo centro está em algum ponto acima do duto. O raio aproximado do círculo de ruptura foi obtido por observação das imagens dos campos de deslocamento apresentados no item 6.4. A Figura 6.51 materializa esse raio para o caso de 100% de enterramento com umidade de 200%, e a Figura 6.52 para o caso de 200% de enterramento com umidade de 150%. Através de inspeção dos resultados experimentais, adotou-se então um valor inteiro de três diâmetros do duto para o raio do círculo de ruptura.

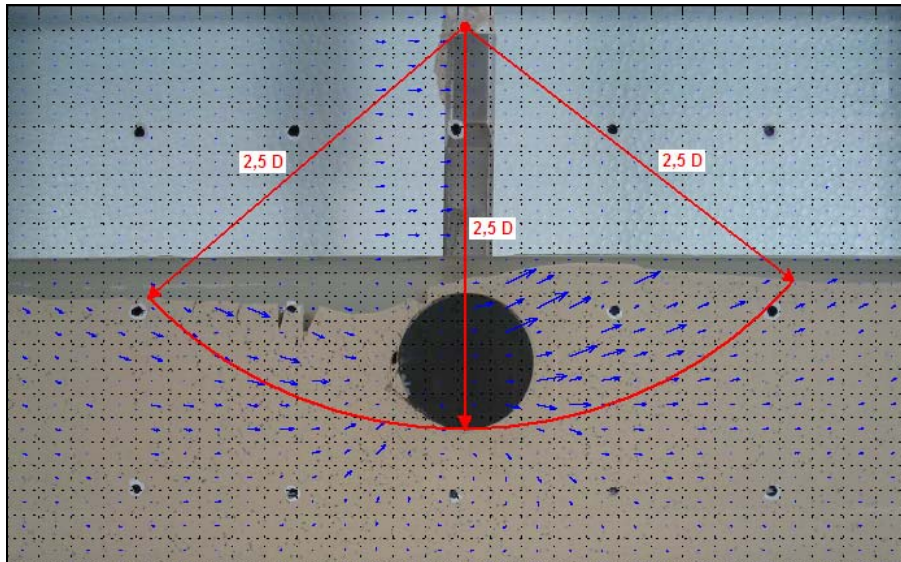


Figura 6.51 – Raio de curvatura da superfície de ruptura para $H/D = 100\%$ e $w = 200\%$.

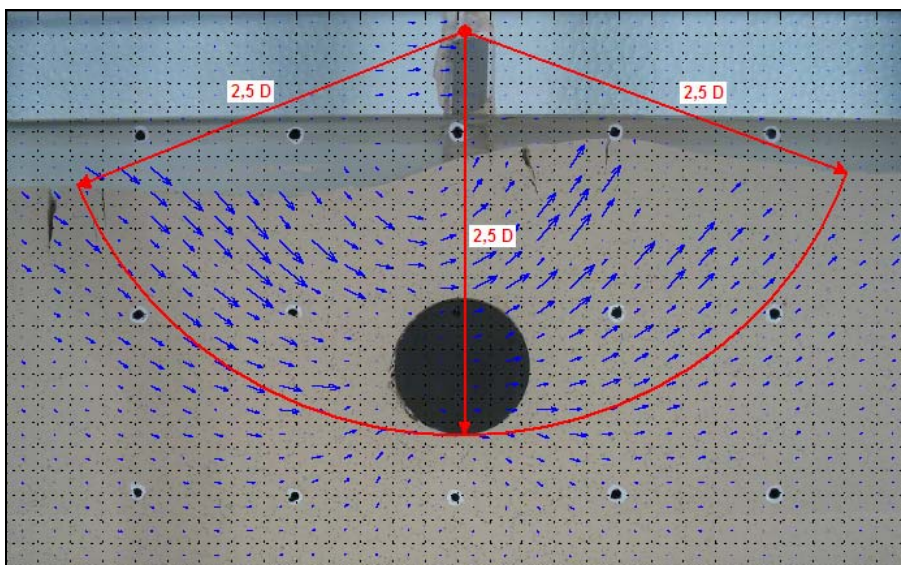


Figura 6.52 – Raio de curvatura da superfície de ruptura para $H/D = 200\%$ e $w = 150\%$.

No entanto, o simples desenvolvimento do arco de círculo ao longo da superfície de ruptura, com início e término na superfície do terreno, não mostrou resultados satisfatórios, especialmente para razões de enterramento menores que 50%. Assim sendo, optou-se por considerar o ângulo α , identificado na Figura 6.50, como parâmetro de controle da extensão do arco de ruptura. A Figura 6.53 apresenta um esquema simplificado do procedimento proposto.

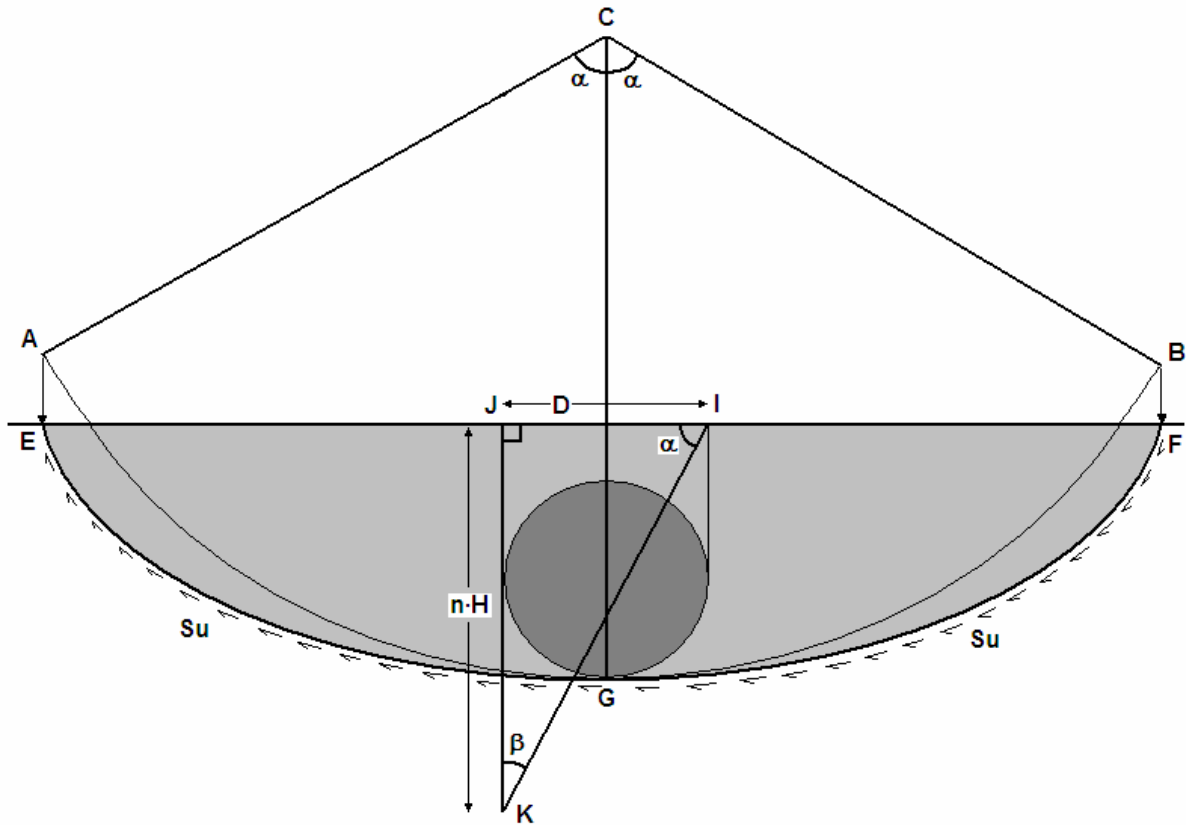


Figura 6.53 – Esquema simplificado do procedimento proposto para a força horizontal.

$$\overline{CG} = 2,5 \cdot D \quad (6.5)$$

$$\overline{AGB} = 2 \cdot \overline{GB} = 2 \cdot 2,5 \cdot D \cdot \alpha \quad (6.6)$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{n \cdot H}{D} \quad (6.7)$$

$$\alpha = \text{ArcTg}\left(\frac{n \cdot H}{D}\right) \quad (6.8)$$

$$\overline{AGB} = 5 \cdot D \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{n \cdot H}{D}\right) \quad (6.9)$$

Para o cálculo da força horizontal total será considerada a mobilização integral da resistência não-drenada média, tomada no centro do duto (Equação (6.2)), ao longo do desenvolvimento do arco \overline{AGB} , consolidada na Equação (6.10).

$$F_h = Su \cdot \overline{AGB} \cdot L \quad (6.10)$$

$$F_h = 5 \cdot Su \cdot L \cdot D \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{n \cdot H}{D}\right) \quad (6.11)$$

Assim sendo, para o cálculo da força horizontal normalizada, ideal para comparações com os dados obtidos em simulações físicas e numéricas, basta dividir a Equação (6.11) pela resistência não-drenada média à altura do centro do duto (Su), bem como pelo diâmetro (D) e pelo comprimento (L), conforme explicita a Equação (6.1).

$$N_h = \frac{F_h}{Su \cdot D \cdot L} = \frac{5 \cdot Su \cdot L \cdot D \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{n \cdot H}{D}\right)}{Su \cdot D \cdot L} \quad (6.12)$$

$$N_h = 5 \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{n \cdot H}{D}\right) \quad (6.13)$$

A Figura 6.54 apresenta a visualização gráfica das superfícies de ruptura propostas para o cálculo da força horizontal nas situações de enterramento $H/D = 0\%$, 25% , 50% , 100% , 150% e 250% .

Para a situação de $H/D = 0\%$, o ângulo α é zero e não há superfície de ruptura definida, acarretando em uma força horizontal normalizada nula $N_h = 0$. Para as situações de H/D entre 0% e 50% , a superfície de ruptura definida pelo ângulo α é menor que a superfície contida entre os pontos de interseção do círculo de ruptura com a linha do terreno. Essa característica, na realidade, acaba levando em consideração a redução do efeito de arraste da porção anterior do solo.

Na hipótese de $H/D = 50\%$, a superfície de ruptura atinge o terreno segundo um ângulo praticamente coincidente com α . Além desse enterramento, o desenvolvimento da curva pelo critério do ângulo α sempre é ligeiramente maior que o comprimento restrito pelos *offsets* com o terreno.

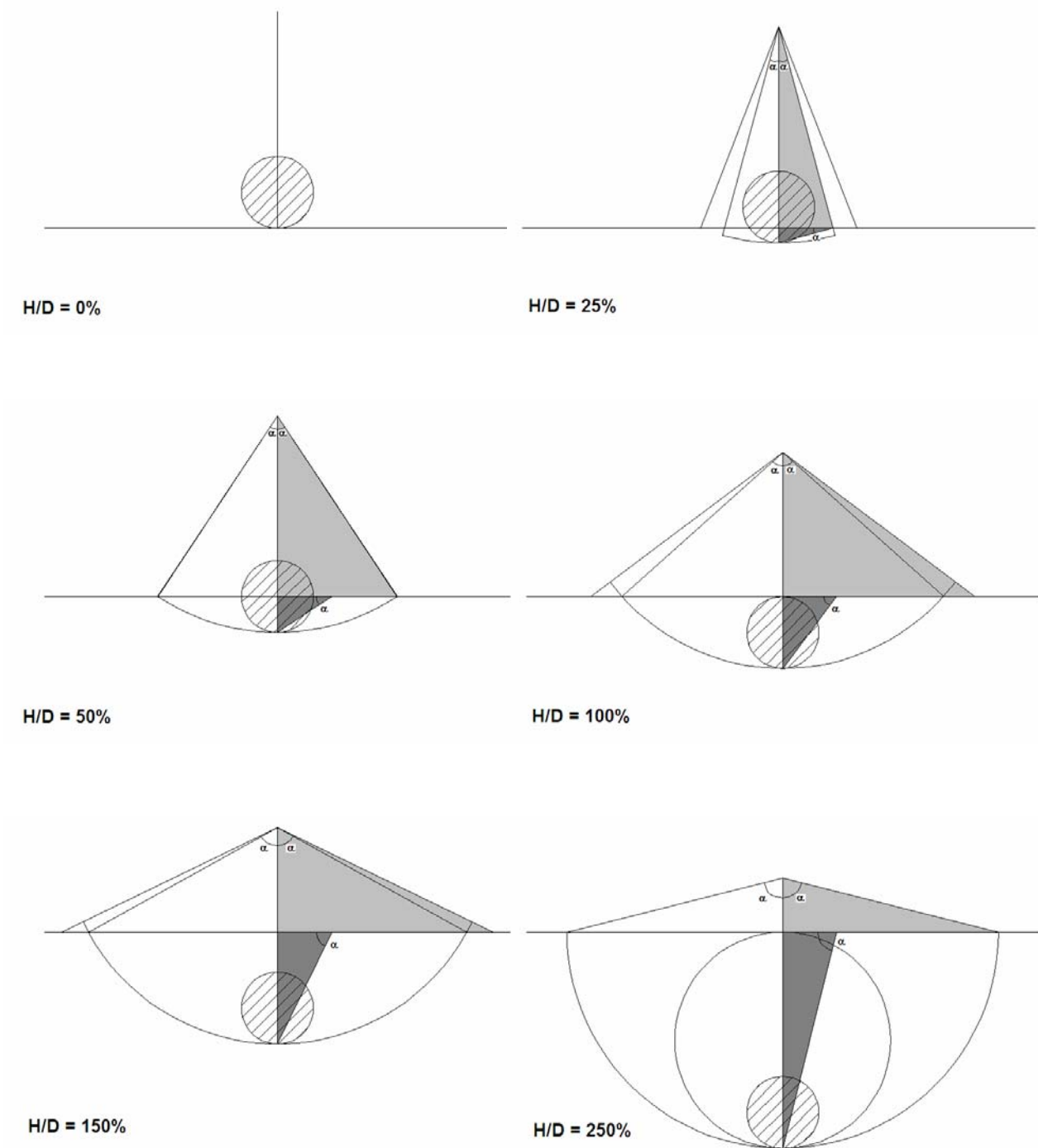


Figura 6.54 – Visualização gráfica da proposta de cálculo da força horizontal em diversos casos de enterramento.

Finalmente, quando $H/D = 250\%$, o arco formado pelo semicírculo de raio $2,5 \cdot D$ passa a ter o mesmo comprimento de um círculo inteiro de diâmetro $2,5 \cdot D$, materializando a transição de uma ruptura superficial para outra profunda. Assim sendo, de um determinado ponto em diante, as linhas de ruptura vão paulatinamente se aproximando, até que, ao enterramento de 250%, finalmente se encontram e fecham o círculo. Certamente que

alguma influência da superfície ainda pode restar além dessa profundidade, no entanto, a tendência será de estabilização.

A Figura 6.55 consolida todos os valores de força horizontal normalizada residual média encontrados para os solos artificial e natural, bem como os valores obtidos nas simulações numéricas. Estão também apresentadas três diferentes variantes da Equação (6.13), para $n=1,0$, $n=2,0$ e $n=3,0$. Pode-se observar claramente que a curva com $n=1,0$ está mais próxima dos valores numéricos e do solo natural, enquanto a curva de $n = 2,0$ está mais próximas dos dados do solo artificial.

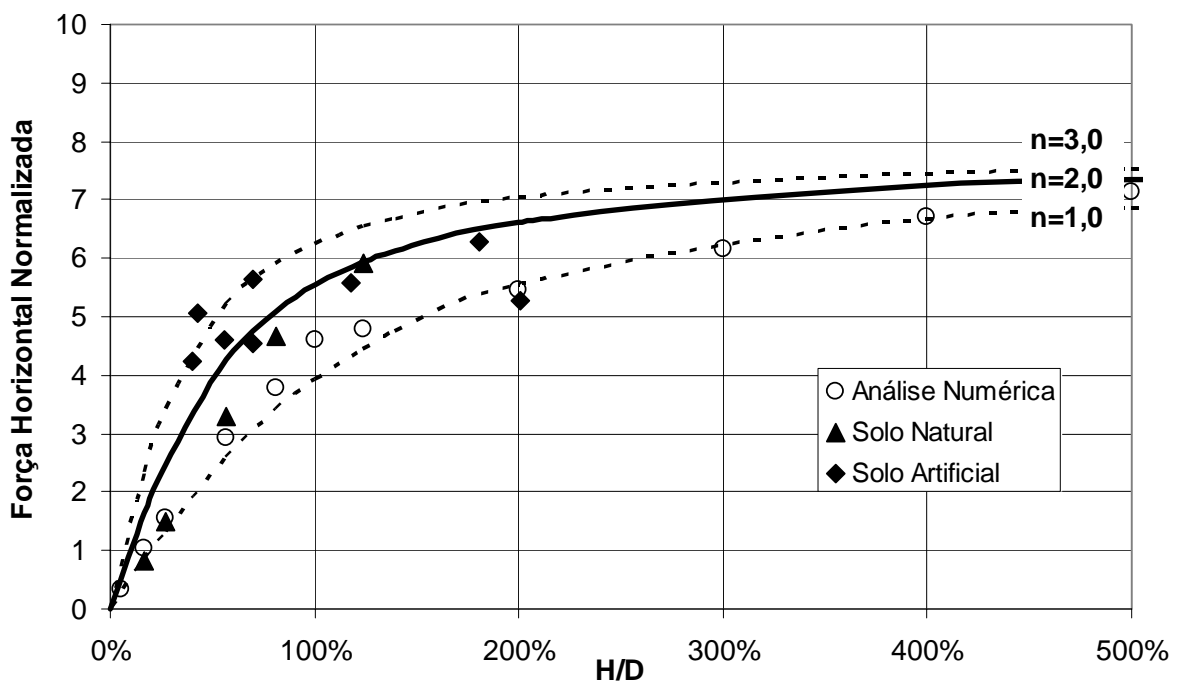


Figura 6.55 – Comparação entre a equação proposta e os dados obtidos de força horizontal normalizada residual média.

Os resultados das análises numéricas se ajustam relativamente bem à Equação (6.13), mantendo o mesmo comportamento até a razão de enterramento de 600%. Para valores de enterramento muito alto, a Equação (6.13) tende a 7,9, qualquer que seja o valor de n adotado.

De maneira geral, os ensaios com solo natural tendem a fornecer valores médios ligeiramente acima da Equação (6.13) com $n = 1,0$, enquanto os dados do solo artificial tendem a ter valores bem próximos à equação. Dessa forma, essa relação pode ser usada

para estimar reações horizontais a partir de parâmetros bastante simples como a geometria do duto e a resistência não-drenada do solo.

Em termos de força horizontal normalizada de pico, a Figura 6.56 apresenta a consolidação dos mesmos dados em comparação com os valores da Equação (6.13), para $n=1,0$, $n=2,0$ e $n=3,0$. Verifica-se, para os valores de pico, um ligeiro aumento, especialmente para os ensaios com o solo artificial. Dessa forma, a Equação (6.13) com $n = 2,0$ se ajusta melhor aos valores encontrados. Cabe lembrar que esses valores de pico podem estar associados ao maior envolvimento da porção de solo atrás do duto, o que explica o aumento em relação aos valores numéricos.

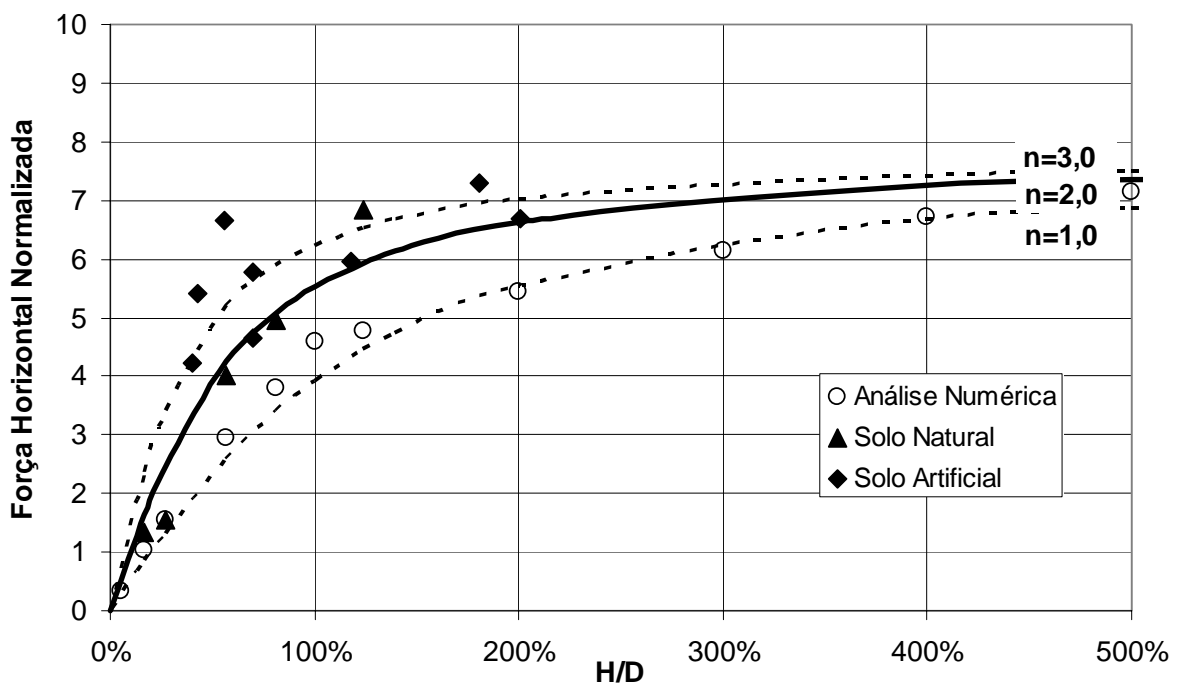


Figura 6.56 – Comparação entre a equação proposta e os dados obtidos de força horizontal normalizada de pico.

Como as curvas de simulação numérica não apresentam picos de resistência, não houve variação nos seus valores. Comparando-se os dois gráficos pode-se notar que a estabilização por completo da força horizontal normalizada somente deve ocorrer após o enterramento de 600%, muito embora em 300% já haja mais de 80% desse valor.

Cabe salientar também que o equacionamento empregado não considera as forças de massa envolvidas no processo. Isso significa dizer que o equilíbrio do peso submerso da cunha de solo deslocada foi desconsiderado frente à mobilização da resistência não-

drenada ao longo da superfície de ruptura. Na realidade, o deslocamento típico observado até a completa ruptura do solo não produz uma elevação significativa da cunha, envolvendo pesos relativamente pequenos, quando comparados à resistência do solo a ser vencida.

Essa hipótese é corroborada pelo formato das curvas, que, mesmo nos casos em que há um acúmulo sucessivo de material à frente do duto ($H/D < 100\%$), permanecem com resistência residual estável ou com um discreto crescimento, especialmente se comparado à resistência máxima, ou de pico.

A Figura 6.57 apresenta uma comparação entre o modelo de cálculo representado pela Equação (6.13) e o modelo proposto na Equação (2.11) proposta pela ASCE (2001). Também é feita uma comparação com outra formulação proposta por BRUSCHI et al. (1996), apresentada na Equação (2.32), bem como alguns dados obtidos por PAULIN et al. (1995).

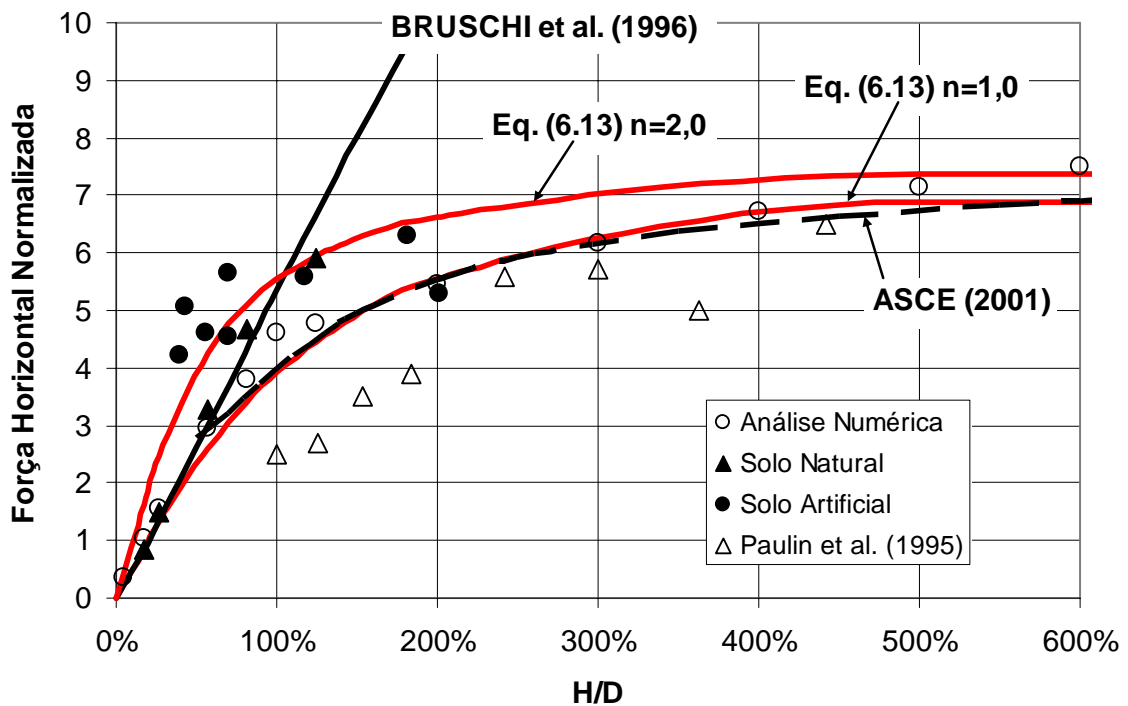


Figura 6.57 – Comparação entre propostas de cálculo da força horizontal normalizada .

$$N_{ch} = a + b \cdot x + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (2.11)$$

$$x = \frac{H^*}{D} \quad (2.13)$$

$$\frac{F_R}{D \cdot Su} = 4,13 \cdot \left(\frac{Su}{D \cdot \gamma'} \right)^{-0,392} \cdot \left(\frac{H}{D} \right)^{1,31} \quad (2.32)$$

Observa-se que a relação proposta pela ASCE (2001) praticamente coincide com a Equação (6.13), para $n = 1,0$, e com os valores numéricos, conduzindo a resultados mais conservadores do que os obtidos nos ensaios físicos. Já a Equação (6.13) com $n = 2,0$ chega a valores mais próximos dos obtidos em centrífuga, incorporando os benefícios do maior envolvimento da porção de solo atrás do duto, principalmente para $H/D > 100\%$.

Para a Equação proposta por BRUSCHI et al. (1996), adotou-se um perfil de resistência não drenada de protótipo, obtido da Figura 5.66, e um peso específico submerso de $2,5 \text{ kN/m}^3$. Os valores encontrados são pouco conservativos para enterramento superiores a 150%. Em linhas gerais, a curva fica próxima aos dados de ensaios até $H/D=120\%$.

6.5.3 FORÇAS VERTICAIS

Conforme comentado anteriormente no item 6.4, admitiu-se que a mobilização da força vertical está associada à formação de uma superfície de ruptura circular abaixo do duto, e que o tamanho desse círculo depende eminentemente do diâmetro do duto, não variando, portanto, com o enterramento. Entretanto, outros aspectos como o equilíbrio promovido pela cunha de solo acima do duto, que vai ganhando corpo à medida que o enterramento aumenta, diminui paulatinamente a importância desse fenômeno.

Dessa forma, com o objetivo de equacionar a força vertical, baseado nos mesmos parâmetros utilizados no cálculo da força horizontal, é proposto o procedimento sumarizado na Figura 6.58.

O mesmo triângulo \overline{IJK} utilizado na Figura 6.53 reaparece para definir o ângulo β , complemento de α , que será o parâmetro principal na determinação do comprimento da superfície de ruptura \overline{AGB} . Na realidade, o arco de círculo \overline{AGB} é apenas uma construção auxiliar para representar a superfície \overline{EMF} , que é a verdadeira superfície de ruptura, que já é calculada com sua importância relativa devidamente ponderada.

$$\overline{CG} = 2,5 \cdot D \quad (6.5)$$

$$\overline{AGB} = 2,5 \cdot D \cdot \beta \quad (6.14)$$

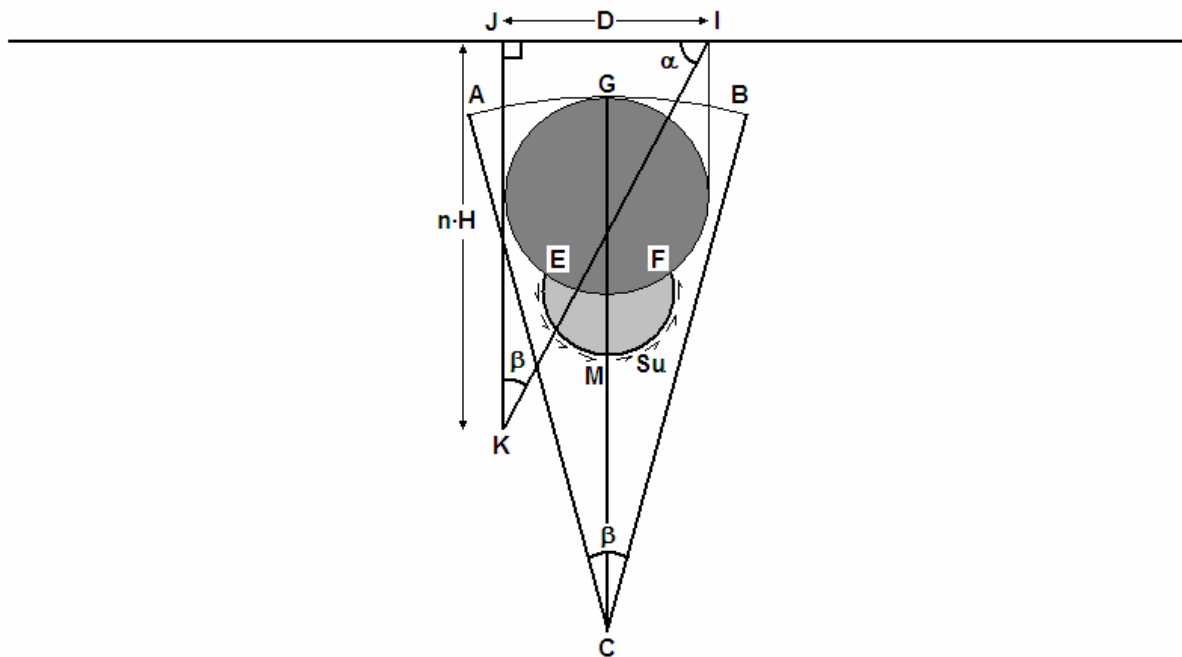


Figura 6.58 – Esquema simplificado do procedimento proposto para a força vertical.

$$Tg(\beta) = \frac{D}{n \cdot H} \quad (6.15)$$

$$\beta = \text{ArcTg}\left(\frac{D}{n \cdot H}\right) \quad (6.16)$$

$$\overline{AGB} = 2,5 \cdot D \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{D}{n \cdot H}\right) \quad (6.17)$$

Para o cálculo da força vertical total será considerada a mobilização integral da resistência não-drenada tomada na geratriz inferior do duto (Su_i), ao longo do desenvolvimento do arco \overline{AGB} , consolidada na Equação (6.18).

$$F_v = Su_i \cdot \overline{AGB} \cdot L \quad (6.18)$$

$$F_v = 2,5 \cdot Su_i \cdot L \cdot D \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{D}{n \cdot H}\right) \quad (6.19)$$

Assim sendo, para o cálculo da força vertical normalizada, ideal para comparações com os dados obtidos em simulações físicas e numéricas, basta dividir a Equação (6.19) pela resistência não-drenada tomada à altura da geratriz inferior do duto (Su_i), bem como pelo diâmetro (D) e pelo comprimento (L), conforme explicita a Equação (6.3).

$$N_v = \frac{F_v}{Su_i \cdot D \cdot L} = \frac{2,5 \cdot Su_i \cdot L \cdot D \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{D}{n \cdot H}\right)}{Su_i \cdot D \cdot L} \quad (6.20)$$

$$N_v = 2,5 \cdot \text{ArcTg}\left(\frac{D}{n \cdot H}\right) \quad (6.21)$$

A Figura 6.59 apresenta a visualização gráfica das superfícies de ruptura propostas para o cálculo da força horizontal nas situações de enterramento $H/D = 0\%$, 25% , 50% , 100% , 150% e 250% .

Para a situação de $H/D = 0\%$, o ângulo $\beta = \pi/2$ leva a um valor de N_v assintótico fixo. Nesse caso, a força vertical é nula em função da resistência não-drenada também o ser. À medida que o enterramento aumenta, o ângulo β diminui, reduzindo o comprimento da superfície de ruptura e a sua importância relativamente à força horizontal. A tendência, com o aumento da profundidade, é a força vertical diminuir progressivamente até se anular completamente.

A Figura 6.60 consolida todos os valores de força vertical normalizada média encontrados para os solos artificial e natural. Cabe lembrar que os valores obtidos nas simulações numéricas foram praticamente constantes. Estão também apresentadas três diferentes variantes da Equação (6.21), para $n=1,0$, $n=2,0$ e $n=3,0$. Pode-se observar claramente que a curva com $n=2,0$ está mais próxima dos dados encontrados.

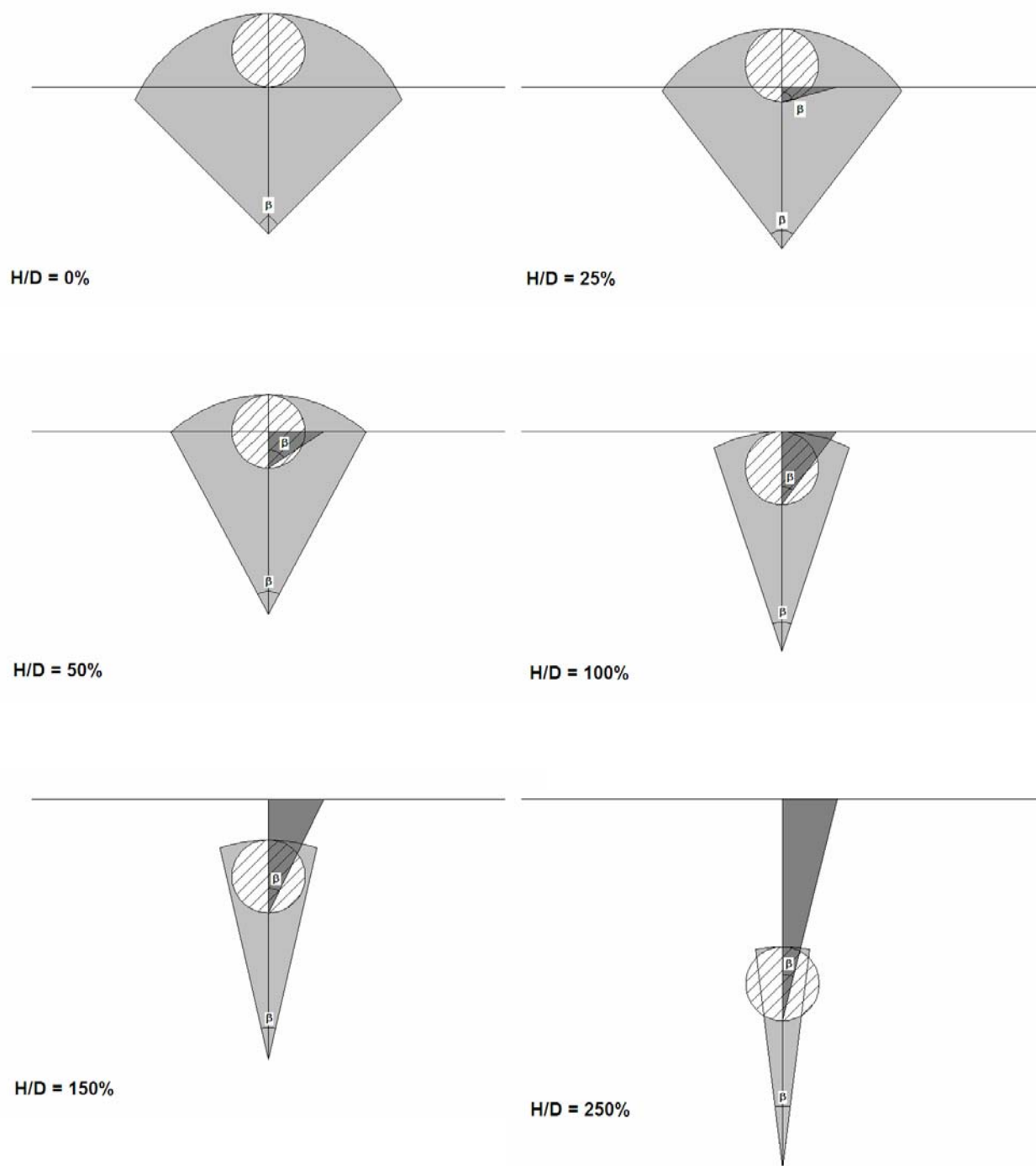


Figura 6.59 – Visualização gráfica da proposta de cálculo da força vertical em diversos casos de enterramento.

Mais uma vez, os pontos relativos aos ensaios com o solo natural apresentam uma boa concordância com a Equação (6.21). Já os dados dos ensaios com o solo artificial apresentam valores ligeiramente superiores aos calculados, especialmente nos enterramentos mais superficiais.

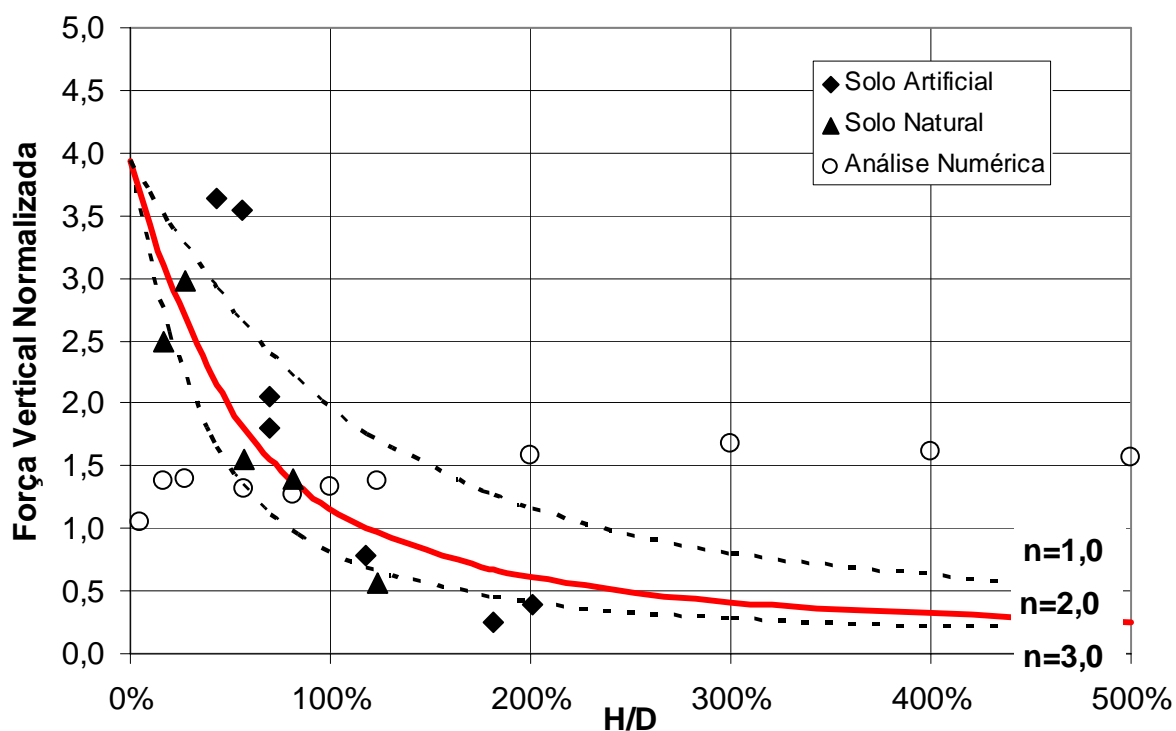


Figura 6.60 – Comparação entre a equação proposta e os dados obtidos de força vertical.

Os valores encontrados nas análises numéricas não se enquadram bem nas curvas geradas pela Equação (6.21), em nenhum dos três valores adotados para n . O fluxo circular observado abaixo do duto na Figura 6.47 e Figura 6.48 não foi observado nos campos de deslocamento gerados nas simulações numéricas. Não obstante, a plastificação, especialmente nos enterramentos superiores a 100%, claramente avança para a região abaixo do duto.

Finalmente, a Figura 6.61 apresenta uma comparação das forças horizontais e verticais relativas aos ensaios com o solo artificial, enquanto a Figura 6.62 mostra as mesmas forças para os ensaios com o solo natural.

Nesses gráficos foram traçados todos os pontos medidos nos ensaios centrífugos considerados, após o escoamento, para cada uma das razões de enterramento. Em ambos os casos, foram traçadas curvas do modelo proposto adotando-se diferentes valores para parâmetro n nas Equações (6.13) e (6.21).

Observou-se que as curvas com mesmo n se mantêm superpostas, seguindo o mesmo alinhamento. Isso significa dizer que a relação entre a força vertical e a força horizontal independe do valor de n , qualquer que seja ele.

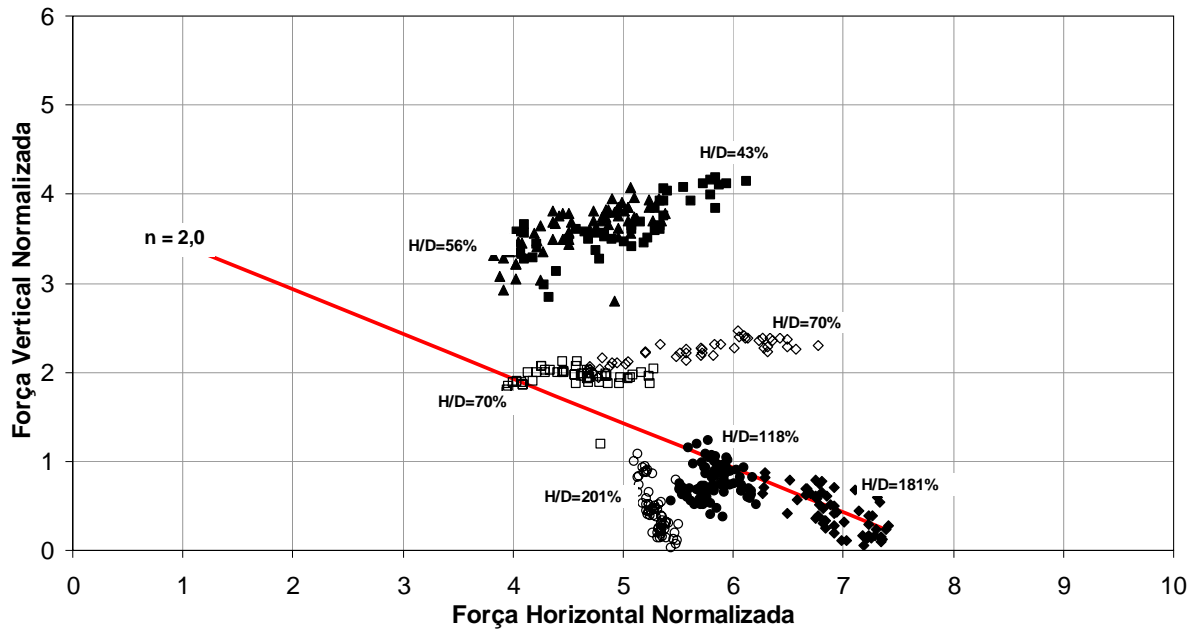


Figura 6.61 – Comparações com os ensaios utilizando o solo artificial.

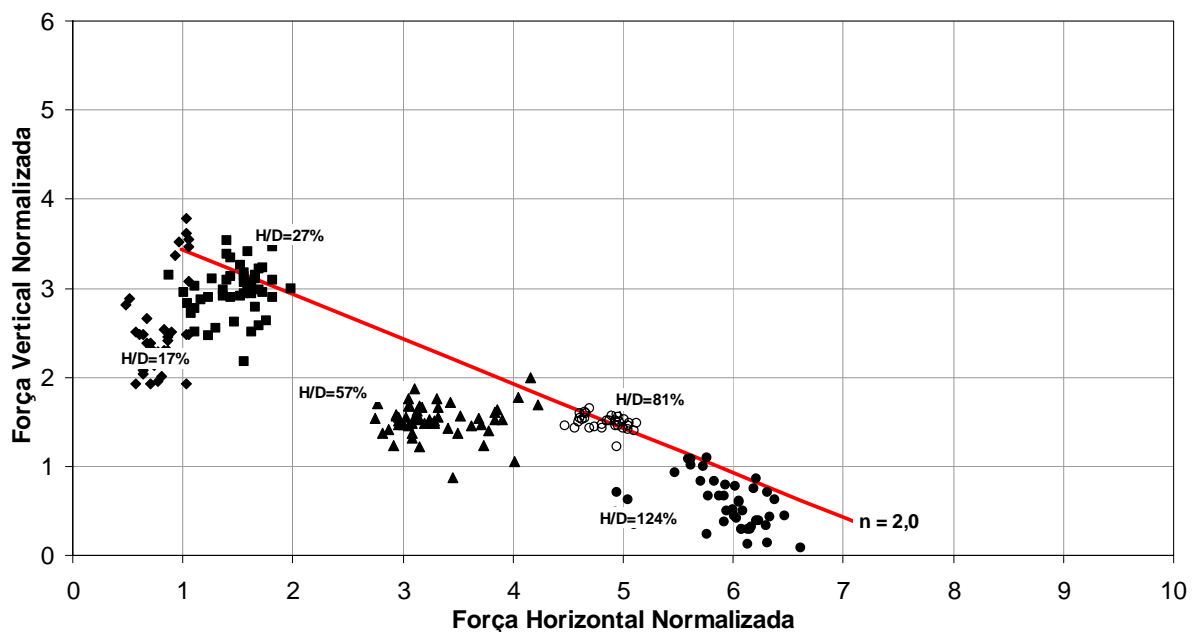


Figura 6.62 – Comparações com os ensaios utilizando o solo natural.

6.5.4 DESLOCAMENTOS LATERAIS

A Figura 6.63 apresenta uma comparação entre os deslocamentos laterais necessários à mobilização plena da resistência do solo natural e das curvas obtidas em análises numéricas, ficando claro uma movimentação muito maior no primeiro caso, em relação ao segundo. Observa-se também que os valores propostos pela ASCE (2001) se aproximam mais da análise numérica do que dos dados de centrífuga.

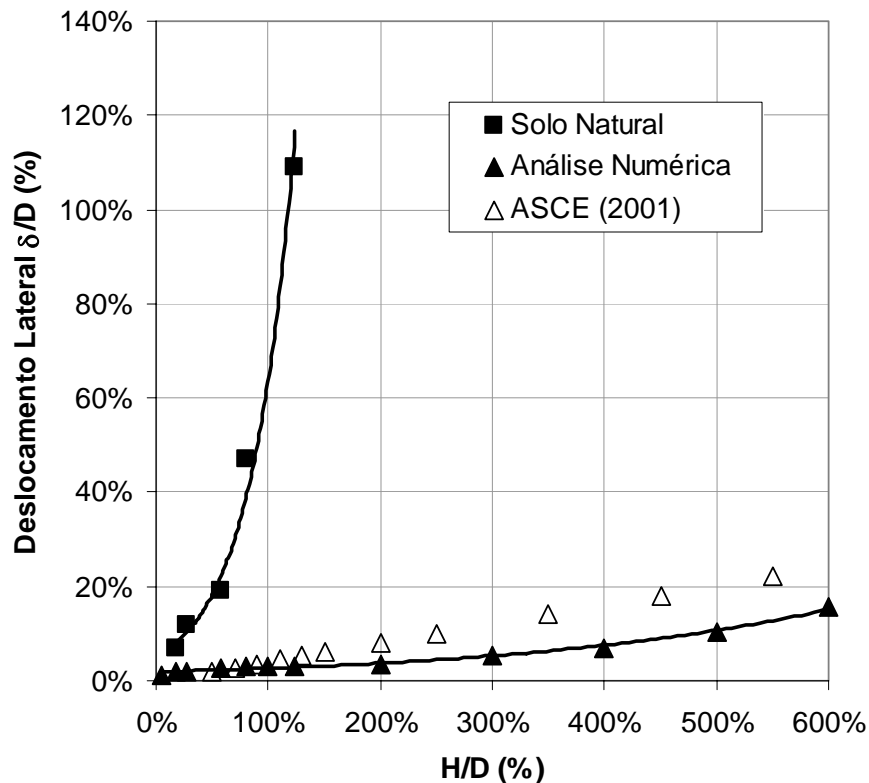


Figura 6.63 – Resumo dos dados de deslocamento lateral.

6.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os resultados das forças horizontais e verticais obtidas nos ensaios centrífugos utilizando-se o solo artificial e natural. Inicialmente é necessário esclarecer que a substituição da referência de velocidade de atuação, de um padrão analógico (via potenciômetro) para outro digital (via placa de aquisição de dados), já descrita no capítulo 3, teve grande impacto na melhora do controle de velocidade de arraste do duto na centrífuga. Uma outra simples implementação, porém de fundamental importância, foi o controle da posição angular, tornando possível melhorar a estimativa da

variação da velocidade de deslocamento lateral do duto. Essas mudanças, levadas a termo a partir dos ensaios com o solo natural, permitiram um controle maior desse parâmetro.

Observou-se que os ensaios com o solo natural apresentaram um comportamento bem mais estável que os testes com a mistura de caulim e bentonita. Na realidade, a problemática da velocidade, levantada anteriormente, não deve ser encarada como a principal responsável pelas variações encontradas, mas sim como uma coadjuvante da questão chave que é a baixíssima permeabilidade deste material.

O solo artificial, em função da quantidade relativamente grande de bentonita, acaba por ter uma permeabilidade e coeficiente de adensamento bem mais baixos que os do solo natural. Essa característica torna esse primeiro material muito mais susceptível a pequenas variações de parâmetros, como velocidade de ruptura e intervalos de tempo entre fases de ensaio, do que o segundo. Inclusive a tixotropia, fenômeno tão conhecido dessas lamas, pode ter influenciado alguns resultados, muito embora se tenha tido um cuidado especial nesse ponto, procurando sempre cisalhar completamente o solo antes de iniciar qualquer teste.

A partir dos valores medidos em vôo, foram propostas normalizações baseadas em variações da Equação (2.38). Esse procedimento visa basicamente controlar a influência dos parâmetros mais importantes, tornando a análise mais simples. Dessa forma, foi possível estabelecer uma comparação direta entre valores, dos dois tipos de solos ensaiados, em termos de força mobilizada de pico e média residual. As comparações realizadas apresentaram concordância satisfatória, podendo-se notar alguma tendência do material produzido com caulim e bentonita em apresentar valores maiores que o solo da região da REDUC. Esse fato pode estar relacionado com efeitos diferentes da viscosidade na resistência não-drenada, em função dos diferentes valores de permeabilidade.

Cabe salientar que alguns padrões de comportamento puderam ser observados, muito embora não tenha havido maiores conclusões a esse respeito. Dentre eles, um em especial pode apresentar desdobramentos mais sérios: a grande diferença entre os valores de deslocamentos previstos pelas análises numéricas e os medidos em centrífuga. Essa diferença acaba permitindo um grande aumento das imperfeições das linhas de dutos nesses pontos, concentrando ainda mais as instabilidades oriundas da flambagem térmica. Esse excesso de movimentação pode ser extremamente perigoso para a estrutura do duto, se confinado em um intervalo de comprimento relativamente restrito.

Foram apresentadas as análises de velocimetria de partícula em amostras do solo artificial, para as umidades de 150% e 200%, com razões de enterramento de 50%, 100% e 200%. Os resultados, bastante semelhantes apesar da variação em 50% na umidade, permitiram a visualização de uma superfície aproximada de ruptura que foi associada, por simplicidade, a um círculo de raio igual a três vezes o diâmetro do duto, e centro na haste instrumentada. Observou-se também a existência de uma outra ruptura circular, desta vez logo abaixo do duto. Foi feita então uma associação da primeira superfície descrita à força horizontal, e da segunda superfície à força vertical.

Um modelo simplificado de cálculo foi apresentado baseado nos parâmetros mais importantes do problema, a saber: resistência não-drenada do solo, enterramento, diâmetro e comprimento do duto. O diâmetro e o enterramento, quando dispostos segundo um triângulo retângulo, formam um ângulo α cujas dimensões definem a extensão da superfície de ruptura associada à força horizontal. Por sua vez, o complemento de α define a extensão da superfície de ruptura associada à força vertical.

De posse das equações constitutivas do modelo, foram traçadas comparações entre os dados obtidos nos ensaios centrífugos, as análises numéricas e valores teóricos. Os resultados apresentam boa concordância, ajustando-se especialmente bem à relação proposta, para n entre 1,0 e 2,0.

Curvas correspondentes às obtidas, propostas anteriormente por ASCE (2001) e BRUSCHI et al. (1996), foram comparadas ao modelo simplificado apresentado. A curva da ASCE (2001) somente prevê valores para $H/D > 50\%$ e praticamente coincide com a curva proposta neste trabalho para o valor de $n = 1,0$. A equação de BRUSCHI et al. (1996) diverge para valores acima de 200%, apresentando, para enterramentos inferiores a este comentado, um comportamento quase linear.

Uma crítica feita às curvas da ASCE (2001) e BRUSCHI et al. (1996) é que nenhuma das duas define a velocidade de atuação utilizada para obtenção dos dados de base. Esse parâmetro, conforme levantado anteriormente, tem fundamental importância na medição de valores de resistência e precisa ser avaliado.

Finalmente, um outro aspecto também discutido diz respeito à velocidade com que ocorre a flambagem em condições reais. Certamente que essa velocidade tende a ser mais alta que

a de execução dos ensaios, mobilizando maior resistência viscosa do solo. Dessa forma, conclui-se que o dimensionamento através de resultados de ensaios de laboratório tende sempre a ser conservativo.

CAPÍTULO 7

Conclusão

7.1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem o objetivo de abordar, sob o ponto de vista geotécnico, o problema de interação solo-estrutura aplicado a dutos enterrados superficialmente em solos moles submetidos a flambagem por carregamento axial causada por gradiente térmico. O foco principal da pesquisa se deu acerca da resistência lateral oferecida pelo solo quando em situação de elemento confinante da estrutura.

7.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inicialmente, em caráter geral, conclui-se sobre a importância da modelagem física como um importante ramo da Geotecnia moderna, concentrando esforços em simulações cada vez mais eficientes e complexas. Dentro da modelagem física, cresce de importância a utilização da centrífuga geotécnica pelo seu elevado desempenho e praticidade. Constatou-se também o papel complementar da modelagem física junto à numérica, agregando a análise cuidadosa de novas situações aos poderosos ferramentais de modelagem matemática existentes.

Observou-se também o grande potencial da Velocimetria de Partícula por Imagem na observação e medição de campos de deslocamento e velocidade. Esse tipo de modelagem permite uma visualização muito mais clara dos fenômenos de interação solo-estrutura, criando melhores condições de interpretação e entendimento. No entanto, algumas melhorias ainda podem ser incluídas no aparato 1G, como um sistema de adensamento que permita o ensaio de amostras com menor umidade.

De maneira mais específica, em termos de interpretação, observou-se a grande adequação do penetrômetro Barra-T como ferramenta de investigação em centrífuga para solos de baixa capacidade de suporte, mesmo para pequenas profundidades. Esse fato fica evidenciado pela coerência dos valores medidos em relação a outras ferramentas de análise teóricas e experimentais. Dentro desse escopo, sugere-se a adoção da curva de variação do fator de barra para interpretação de resistências em situações de enterramento inferiores a $H/D = 600\%$.

Sobre a interação solo-duto propriamente dita, conclui-se que há uma grande compatibilidade entre as forças horizontais medidas em centrífuga e as forças horizontais

obtidas numericamente. Os valores encontrados são bastante próximos para as razões de enterramento avaliadas, observando-se apenas uma leve tendência de aumento, para enterramentos superiores a $H/D = 50\%$, provavelmente associado ao maior envolvimento da porção anterior do solo, arrastada durante o movimento. Não obstante, em termos de forças horizontais, as simulações numéricas apresentaram resultados bastante coerentes, demonstrando seu grande potencial na resolução deste tipo de problema. Um outro ponto avaliado foi a proximidade dos valores obtidos, numérica e fisicamente, com a curva de referência da ASCE (2001), atestando a conformidade também com parâmetros internacionais.

Já em termos de forças verticais, muito embora os valores encontrados nas análises numéricas tenham magnitudes compatíveis com os da modelagem física, seus comportamentos são diversos. Para os ensaios centrífugos, verifica-se claramente um crescimento da força vertical à medida que o duto se aproxima da superfície, enquanto que para as simulações numéricas, os resultados são praticamente constantes em qualquer profundidade.

No que se refere aos deslocamentos laterais necessários à mobilização da resistência não-drenada plena do solo, foram detectadas as maiores discrepâncias. Os deslocamentos encontrados na modelagem física são da ordem de dez vezes superiores aos deslocamentos encontrados nas análises numéricas ou previstos pela ASCE (2001). Na realidade, esse fato se alinha com as grandes movimentações encontradas no duto PE-II, cujo acidente está pormenorizado em PETROBRAS (2000). Essa observação merece maiores investigações, uma vez que afetaria diretamente a rigidez das linhas de dutos, comprometendo análises menos conservadoras neste aspecto.

Um modelo bastante simples, baseado na metodologia de equilíbrio limite, foi proposto com o intuito de fornecer ao projetista um acesso expedito a valores máximos de referência de reações horizontais e verticais do solo quando sujeito a deslocamentos laterais. Esses valores podem ser utilizados na alimentação de modelos numéricos ou analíticos de verificação de flambagem, de forma a munir o engenheiro com parâmetros aproximados de tomada de decisão.

7.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Inicialmente, não se poderia deixar de comentar a importância da realização de ensaios com variação controlada de velocidade. O atual sistema do atuador angular não permite a execução de ensaios mais lentos do que os que foram realizados. A modificação estrutural da centrífuga da COPPE, proposta nesse trabalho, permitiria a execução desses ensaios e a determinação de curvas de iso-velocidade para a força horizontal e vertical normalizadas capazes de definir com maior clareza o comportamento do solo.

Outra questão de grande interesse reside no fato da flambagem lateral de dutos não ser um processo monotônico, mas sim cíclico, e devendo dessa forma ser estudado nesses termos. Neste trabalho foi preparado o caminho para viabilização de ensaios cíclicos através da mesma alteração estrutural da centrífuga da COPPE comentada no parágrafo anterior.

Ainda dentro do mesmo assunto, podem ser feitos ensaios de arraste lateral para determinação do coeficiente de reação horizontal do solo em maior profundidade e com material de maior consistência, inclusive siltes e areias.

Além da determinação dos coeficientes laterais de interação solo-duto, a centrífuga ainda permite o estudo da variação dos coeficientes verticais, de arrancamento, e axiais, através de mudanças relativamente simples na estrutura existente. Essas ações, possibilitariam a elaboração de valores de referência para solos tropicais de modo a futuramente subsidiar uma normatização Brasileira sobre o assunto, nos moldes da existente feita pela *American Society of Civil Engineers*.

Além da aplicação direta em dutos, cabe lembrar que os resultados encontrados nessas pesquisas também podem subsidiar o estudo de fenômenos de grande importância como a flambagem de estacas e o efeito Tschebotarioff.

Referências Bibliográficas

ALMEIDA M. S. S. (1982)

“The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories”, Solos e Rochas, ABMS, Vol 5 (2), pp. 3-24.

ALMEIDA M. S. S. & PARRY R. H. G. (1983)

“Studies of Vane and Penetrometer Tests during Centrifuge Flight”, SOILS CUED Technical Report 141, Cambridge University.

ALMEIDA M. S. S. & PARRY R. H. G. (1985)

“Small Cone Penetrometer Tests and Piezocone Tests in Laboratory Consolidated Clays”, Geotechnical Testing Journal, American Society for Testing and Materials, pp. 14-24.

ALMEIDA M. S. S., COSTA A. M., AMARAL C. S., BENJAMIN A. C., NORONHA JR. D. B., FUTAI M. M. & MELLO J. R. (2001)

“Pipeline failure on very soft clay”, 3rd International Conference on Soft Soil Engineering, Hong Kong, pp. 131-138.

ALMEIDA M. S. S. & MARQUES M. E. S. (2002)

“The Behaviour of Sarapuí Soft Organic Clay”, International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, vol. 1, pp. 477 – 504.

AMARAL C. S., COSTA A. M., CARVALHO M. T. M. & LIRA W. W. M. (2003)

“Descrição do sistema SIGMA – Sistema Integrado em Geotecnia para Múltiplas Análises”, Convênio PETROBRAS/CENPES – PUC-RJ/TECGRAF, Rio de Janeiro.

AMARAL C. S., COSTA A. M. & CARDOSO C. O. (2002)

“Determinação da reação de solo imposta pela movimentação de risers para o campo de Roncador” PETROBRAS/CENPES/PDP/MC, Rio de Janeiro.

APOSTOL T. M. (1967)

“Calculus”, John Wiley & Sons, 2nd Ed.

ASCE (2001)

“Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe”; American Lifelines Alliance – American Society of Civil Engineers.

BALIGH M. M. & LEVADOUX J. N. (1986 a)

Consolidation after undrained piezocone penetration: I - Prediction. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112, nº. 7, pp. 707-725.

BALIGH M. M. & LEVADOUX J. N. (1986 b)

Consolidation after undrained piezocone penetration: II - Interpretation. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112, nº. 7, pp. 726-745.

BARBOSA M. C. (1994)

“Investigação Geoambiental do Depósito de Argila sob o Aterro de Resíduos Urbanos de Gramacho RJ”, Tese D.Sc. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BARKER H. R. (1998)

“Physical Modelling of Construction Processes in the Mini-Drum Centrifuge”, Ph.D. Thesis, Cambridge University.

BAREFOOT A. J. (1998)

“Modelling the uplift resistance of buried pipes in a drum centrifuge”, M.Phil. Thesis, Cambridge University.

BARRETO JR. E. (S/D)

“O Extensômetro Elétrico de Resistência”, Ieditora.

BAUMGARD A. J. (2000)

“Monotonic and cyclic soil responses to upheaval buckling in offshore buried pipelines”, Ph.D. Thesis, The University of Cambridge.

BEMBEN & MYERS (1974)

“The influence of rate of penetration on static cone resistance in Connecticut River Valley varved clay”, Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT, Stockholm, 2.2, pp-33-4.

BOLTON M. D. (1986)

“The strength and dilatancy of sands”, Geotechnique, Vol. 36, pp. 65-78.

BORGES R. G., AMARAL C. S., COSTA A. M., OLIVEIRA J. R. M. S., ALMEIDA M. S. S. & ALMEIDA M. C. F. (2005)

“Avaliação numérica de reações de solo para comparação com ensaios de duto em centrífuga” RT MC nº 037/2005 Relatório Parcial do Projeto PD-00329 PETROBRAS/CENPES/PDP/MC.

BRUSCHI R., SPINAZZÈ M., VITALI L. & VERLEY R. (1996)

“Lateral Snaking of Hot Pressurized Pipelines Mitigation for Troll Oil Pipeline” Off-Shore Mechanics and Arctic Engineering 1996, Vol. V, Pipeline Technology, pp. 267-278.

CAMPANELLA R. G., GILLESPIE D. & ROBERTSON P. K. (1982)

Pore pressures during cone penetration testing. Proceedings 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, pp. 24-27.

CHANDLER R. J. (1988)

The in-situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM, A. F. Richards Ed., Philadelphia pp. 13-44.

COSTA A. M. (1984)

“Uma aplicação de métodos computacionais e princípios de mecânica das rochas no projeto e análise de escavações destinadas à mineração subterrânea”, Tese D.Sc. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

DANZIGER F. A. B. & LUNNE T. (2005)

Em Preparação.

ELLINAS C. P., SUPPLE W. J. & VASTENHOLT H. (1990)

“Prevention of Upheaval Buckling of Hot Submarine Pipelines by Means of Intermittent Rock Dumping”, 22nd Annual Offshore Technology Conference, Houston.

FINCH M. (1999)

“Upheaval Buckling and Floatation of Rigid Pipelines: The Influence of Recent Geotechnical Research on the Current State of the Art”, Offshore Technology Conference, Houston.

FINNIE I. M. S. & RANDOLPH M. F. (1994)

Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments. Proceedings International Conference on Behaviour of Off-Shore Structures – BOSS '94, Boston, Vol. 1, pp. 217-230.

FRIEDMANN Y. (1986)

“Some aspects of the Design of Buried Hot Pipelines”, European Seminar, Offshore Oil and Gas Pipeline Technology.

GUIMARÃES P. F. (2000)

“Estudo da influência de uma parcela viscosa na resistência das argilas saturadas”, Tese M.Sc. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

GUIMARÃES P. F., THOMASI L., ALEXANDRE G. F., MARTINS I. S. M., SANTA MARIA P. E. L. (2002)

“Estudo das Propriedades Reológicas de um Solo Fabricado em Laboratório”, XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.

GURUNG S. B., ALMEIDA M. S. S. & BICALHO K. V. (1998)

“Migration of zinc through sedimentary soil models”, Proc. of the International Conference Centrifuge 98, Tokyo, Vol. 1, pp. 589-594.

HEFER P. A. & NEUBECKER S. (1999)

“A Recent Development in Offshore Site Investigation Tools – The T-bar”, Advanced Geomechanics Research Report, University of Western Australia.

HOBBS R. E. & LIANG F. (1989)

“Thermal Buckling of Pipelines Close to Restraints”, 8th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, The Hague.

HOUSE A. R., OLIVEIRA J. R. M. S. & RANDOLPH M. F. (2001)

“Evaluating the Coefficient of Consolidation using Penetration Tests”, The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 1, nº 3, pp. 17-26.

LUNNE T., ROBERTSON P. K. & POWELL J. J. M. (1997)

“Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice”, Blackie Academic & Professional, 1st Ed.

MACEDO E. (2004)

“Investigação da Resistência não-drenada *in situ* através de Ensaios T-bar” Tese M.Sc., COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MARTIN D. & COCHARD A. (1978)

“Design of Anchor Plates”, Rapport 22-10 De la Cigré, Paris.

MORADI M. & CRAIG W. H. (1998)

“Observations of upheaval buckling of buried pipelines”, Proc. of the International Conference Centrifuge 98, Tokyo, Vol. 1, pp. 693-698.

NBR 6122 (1996)

“Projeto e Execução de Fundações”, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NG C. W. W. & SPRINGMAN S. M. (1994)

“Uplift resistance of buried pipelines in granular materials”, Proc. of the International Conference Centrifuge 94, pp. 753-758.

OLIVEIRA J. R. M. S. (2001)

“Estudos sobre Variação de Velocidade em Ensaios de Penetração”, 1º Seminário de Qualificação D.Sc., COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

OLIVEIRA J. R. M. S. (2002)

“Proposta de Modelagem de um Caso de Interação Solo-Estrutura”, 2º Seminário de Qualificação D.Sc., COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

OVESEN (1979)

“Contribution to Discussion on The Use of Physical Models in Design”, Proceedings 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 4, pp. 319-323.

PALMER A. C., ELLINAS C. P., RICHARDS D. M. & GUIJT J. (1990)

“Design of Submarine Pipelines Against Upheaval Buckling”, 22nd Annual Offshore Technology Conference, Houston.

PALMER A. C., WHITE D. J., BAUMGARD A. J., BOLTON M. D., BAREFOOT A. J., FINCH M., POWELL T., FARANSKI A. S. & BALDRY J. A. S. (2003)

“Uplift resistance of buried submarine pipelines: comparison between centrifuge modeling and full-scale tests” Géotechnique 53, N° 10, 877-883.

PAULIN M. J., PHILLIPS R. & BOIVIN R. (1995)

“Centrifuge modelling of lateral pipeline/soil interaction – Phase II”, Offshore Mechanics and Artic Engineering Conference, Vol. V, Pipeline technology, pp. 107-123.

PAULIN M. J., PHILLIPS R. & BOIVIN R. (1996)

“An experimental investigation into lateral pipeline/soil interaction” Offshore Mechanics and Artic Engineering Conference, Vol. V, Pipeline technology, pp. 313-323.

PAULIN M. J., PHILLIPS R., CLARK J. I., HURLEY S. & TRIGG A. (1997)

“Establishment of a full-scale pipeline/soil interaction test facility and results from lateral and axial investigations in sand”, Offshore Mechanics and Artic Engineering Conference, Vol. V, Pipeline technology, pp. 139-146.

PAULIN M. J., PHILLIPS R., CLARK J. I. & BOIVIN R. (1998)

“An experimental investigation into pipeline/soil interaction – Phase II” Proc. of the International Conference Centrifuge 98, Tokyo, Vol. 1, pp. 699-704.

PETROBRAS (2000)

“Relatório de Análise e Verificação do Projeto e Montagem do Duto PE-II na Baía de Guanabara”, Comissão de Sindicância – DIP GAPRE 028/00.

PIRES F. E. C. (2000)

“Modelagem Física em Mini Centrífuga Geotécnica”, Projeto Final de Curso, Escola de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

RANDOLPH M. F. & HOULSBY G. T. (1984)

“The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil”, *Geotechnique*, Vol. 34, nº 4, pp. 613-623.

RANDOLPH M. F., HEFER P. A., GEISE J. M. & WATSON P. G. (1998)

“Improved Seabed Strength Profiling using T-bar Penetrometer”, *Proceedings Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour ‘New Frontiers’*, Society for Underwater Technology, London, pp. 221-233.

RANDOLPH M. F. & HOUSE A. R. (2001)

“The Complementary Roles of Physical and Computational Modelling”, *The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 1, nº 1, pp. 1-8.

REBELLO J. M. A., BASTIAN F. L., BATTISTA R. C., ALVES J. L. D., ALMEIDA M. S. S., NETTO T. A., JIAN S. & PASQUALINO I. P. (2000)

“Análise da Ruptura do Duto PE-II da PETROBRAS”, Relatório COPPETEC PEMM-1508.

ROSAS M. M. C. (2001)

“Um estudo numérico experimental para a avaliação da interação solo-duto”, Tese M.Sc. PUC-Rio.

ROY M., TREMBLAY M., TAVENAS F. & LA ROCHELLE P. (1982)

Development of Pore-pressures in quasi-static penetration tests in sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 19, nº 2, pp. 124-138.

SCHAMINÉE P. E. L., ZORN N. F. & SCHOTMAN G. J. M. (1990)

“Soil response for pipeline upheaval buckling analyses: full-scale laboratory tests and modelling”, *22º Offshore Technology Conference*, Houston, pp. 563-572.

SCHOFIELD A. N. (1980)

“Cambridge geotechnical centrifuge operations”, *Géotechnique*, Vol. 25, nº 4, pp. 743-761.

SPADA J. L. G. (1991)

“Ensaio de filtração em solos com geotêxteis”, Tese M.Sc. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

STEWART D. P. & RANDOLPH M. F. (1991)

“A new site Investigation tool for the centrifuge”, Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge '91, Boulder/Colorado, pp. 531-538.

STEWART D. P. (1992)

“Lateral Loading of Piled Bridge Abutments due to Embankment Construction”, Ph.D. Thesis, University of Western Australia.

STEWART D. P. & RANDOLPH M. F. (1994)

“T-bar Penetration Testing in Soft Clay”, Journal of Geotechnical Engineering Division – ASCE, Vol. 120, n° 12, pp. 2230-2235.

TAYLOR R. N. (1995)

“Geotechnical Centrifuge Technology”, Blackie Academic & Professional, 1st Ed.

TERZAGHI K. (1943)

“Theoretical Soil Mechanics”, 7th Ed., John Wiley and Sons.

TIMOSHENKO S. P. & GERE J. M. (1961)

“Theory of Elastic Stability”, McGraw-Hill.

TRAUTMANN C. H. & O’ROURKE T. D. (1985)

“Lateral force-displacement response of buried pipe”, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, n.º 9, pp. 1077-1092.

TRAUTMANN C. H., O’ROURKE T. D. & KULHAWY F. H. (1985)

“Uplift force-displacement response of buried pipe”, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, n.º 9, pp. 1061-1076.

WANTLAND G. M., O’NEILL M. W., REESE L. C. & KALAJIAN E. H. (1979)

“Lateral Stability of Pipelines in Clay”, Proceeding of 11th Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, pp 1025-1034.

WATSON P. G. & SUEMASA N. (2001)

Dados não-publicados.

WHITE D. J., BAREFOOT A. J. & BOLTON M. D. (2001)

“Centrifuge modelling of upheaval buckling in sand”, IJPMG International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 1, n.º 2, pp. 19-28.

WHITE D. J., TAKE W. A. & BOLTON M. D. (2003)

“Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry” Géotechnique Vol. 53, n.º 7, pp. 619-631.

WOOD D. M. & WROTH C. P. (1978)

“The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils” Ground Engineering Vol. 11, n.º 3, pp 37.

ZHANG J., STEWART D. P. & RANDOLPH M. F. (2001)

“Centrifuge modelling of drained behaviour for pipelines shallowly embedded in calcareous sand”, IJPMG International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 1, n.º 1, pp. 25-39.

ANEXO I

Curvas de Calibração

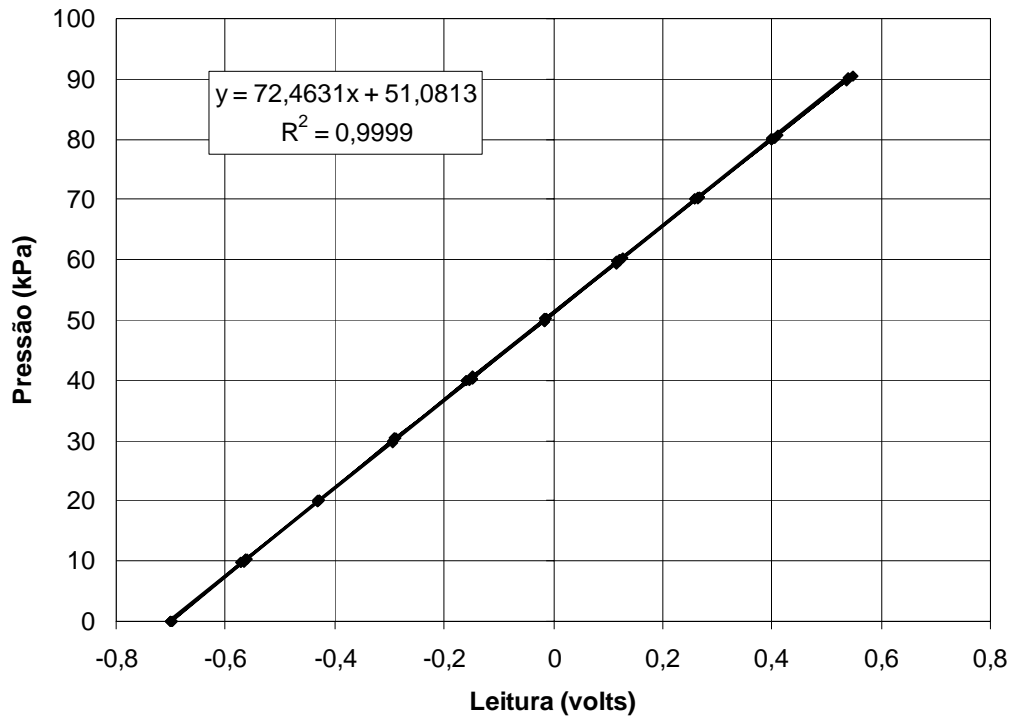


Figura A1.1 – Calibração do transdutor de poro-pressão Druck 1.

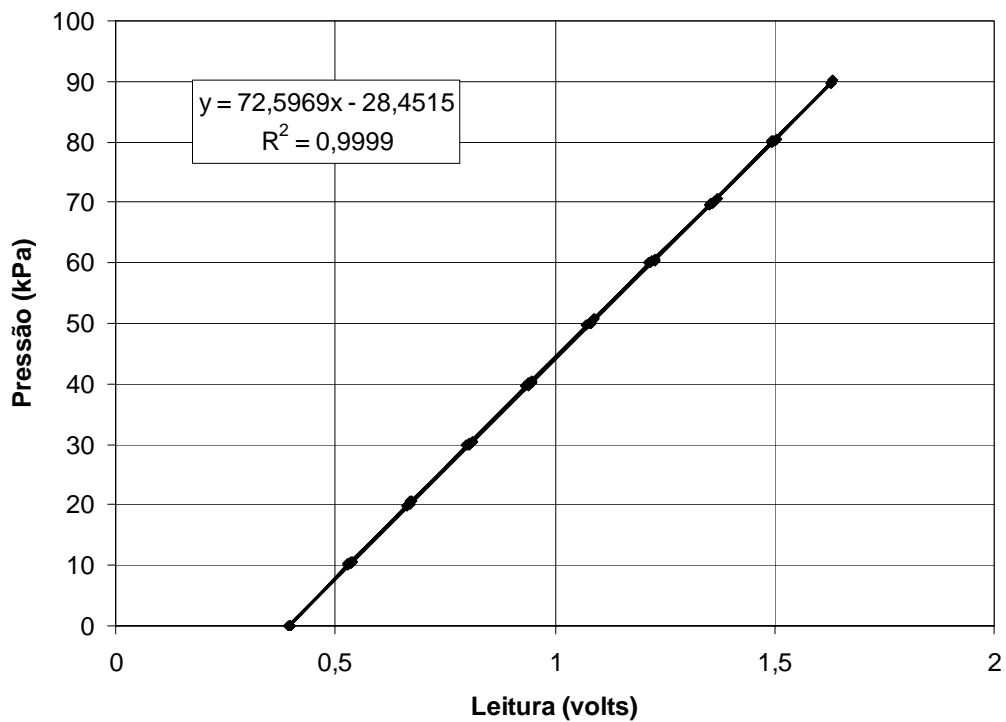


Figura A1.2 – Calibração do transdutor de poro-pressão Druck 2.

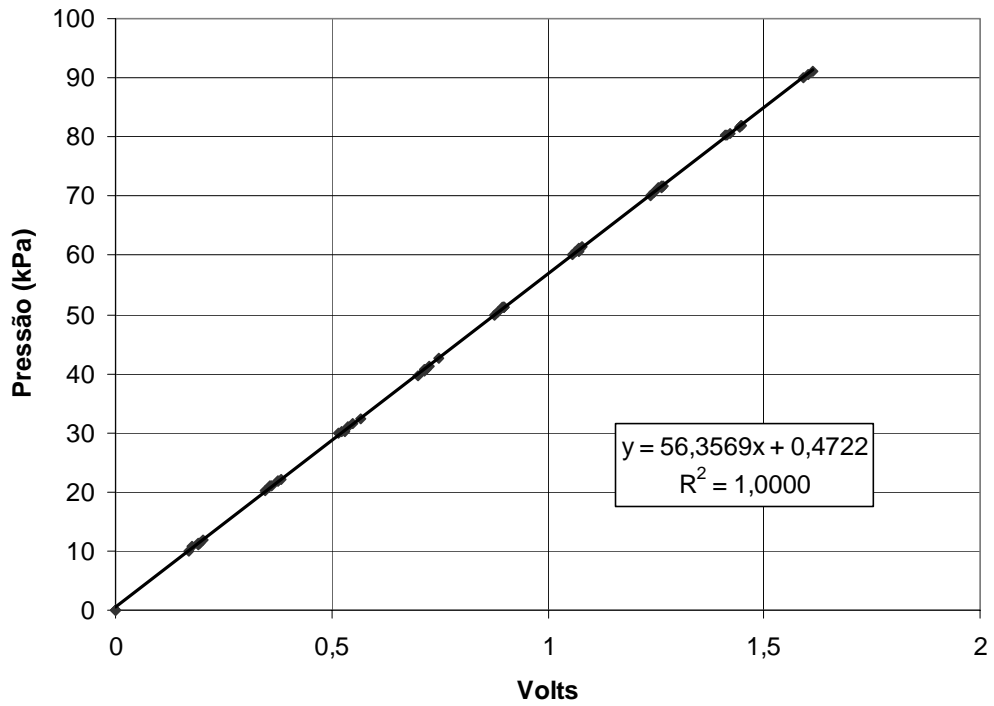


Figura A1.3 – Calibração do transdutor de poro-pressão Kulite 2.

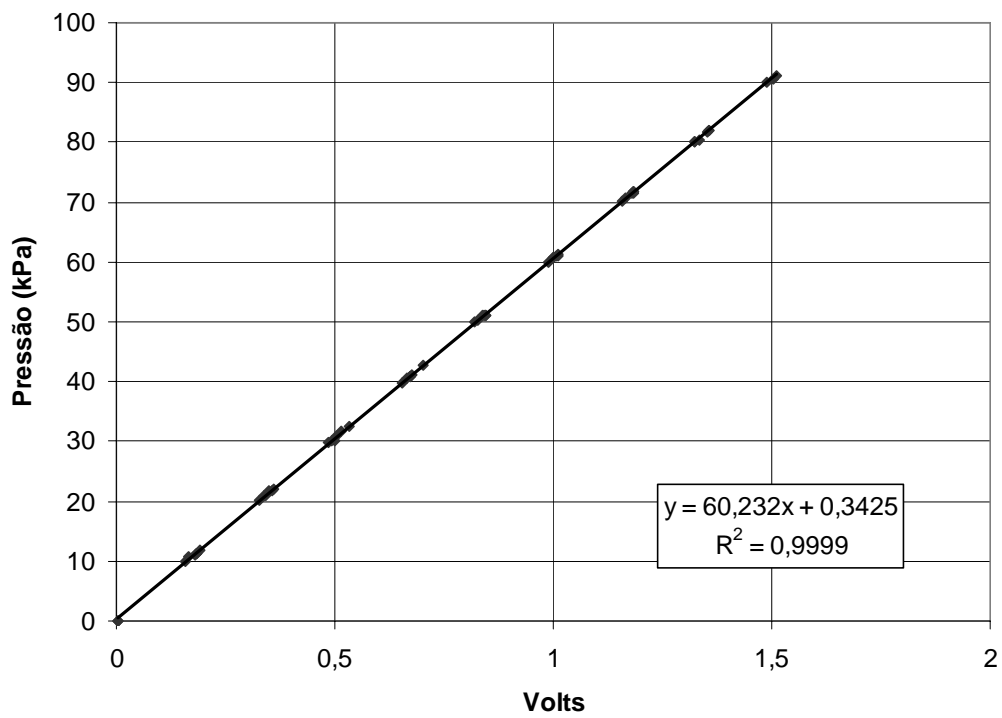


Figura A1.4 – Calibração do transdutor de poro-pressão Kulite 3.

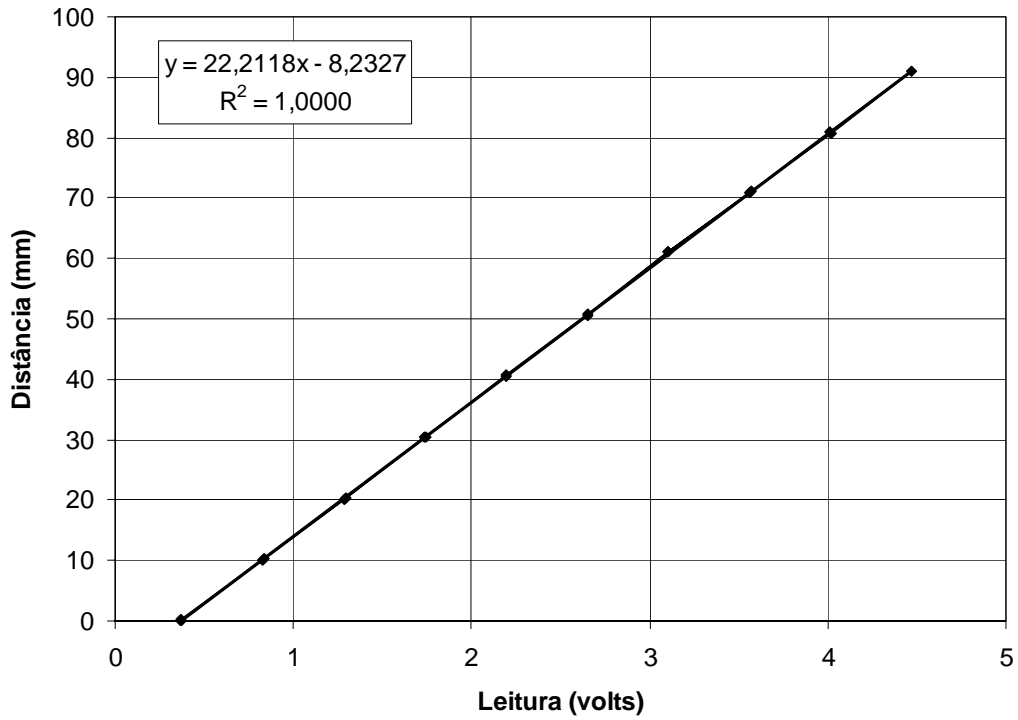


Figura A1.5 – Calibração do transdutor de deslocamentos Gefran.

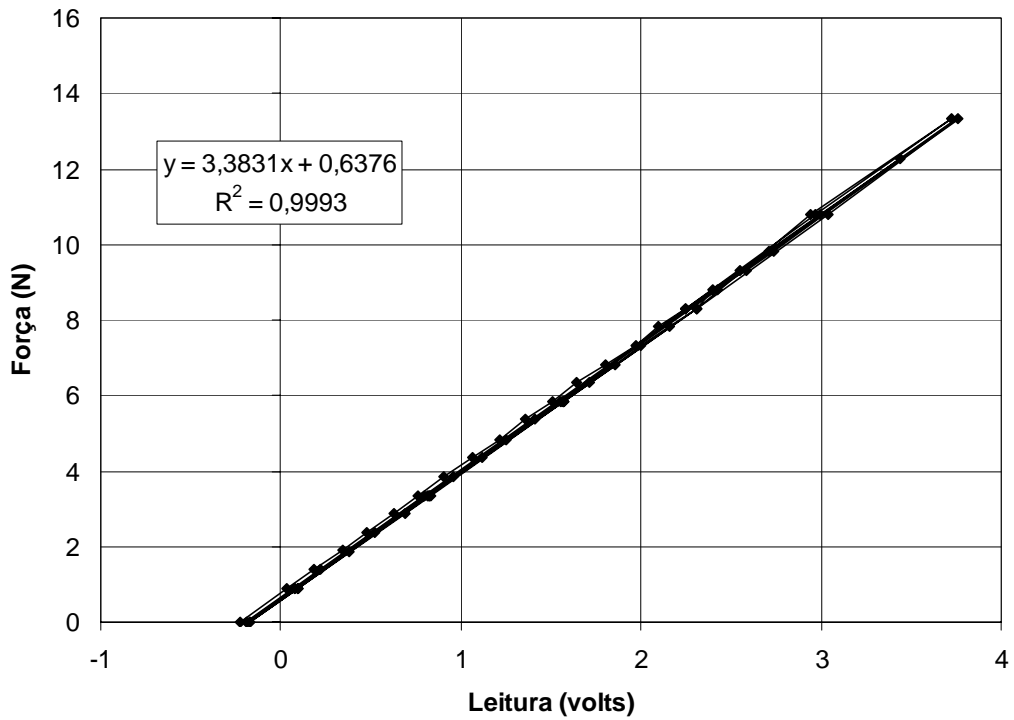


Figura A1.6 – Calibração da célula de carga horizontal.

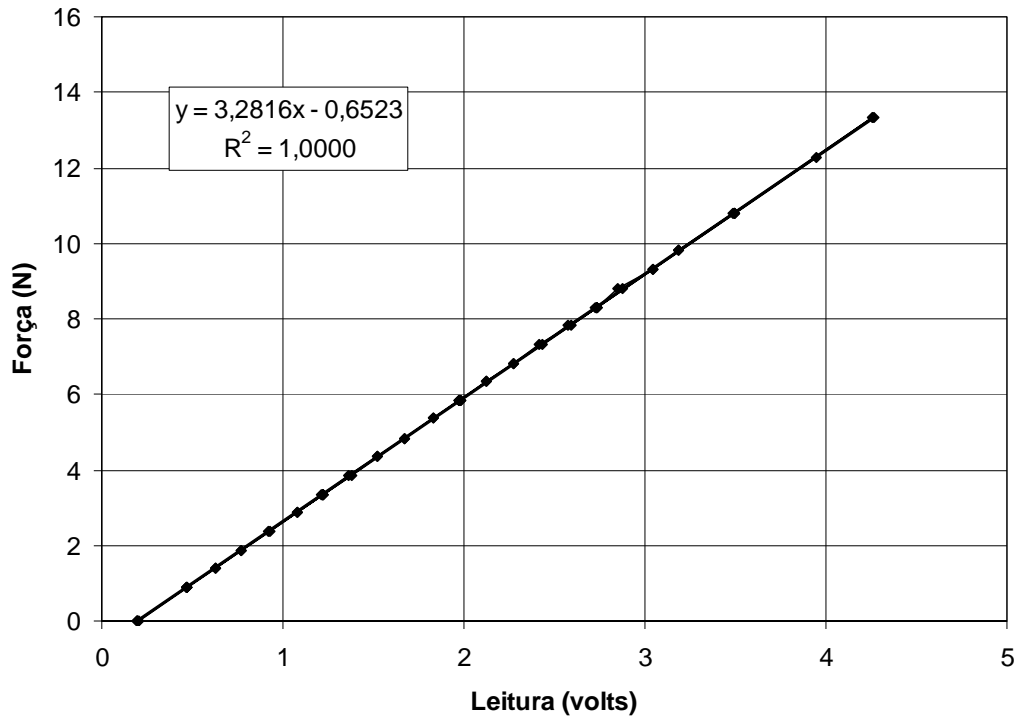


Figura A1.7 – Calibração da célula de carga vertical Entran.

ANEXO II

Curvas de Relaxação de Força Vertical

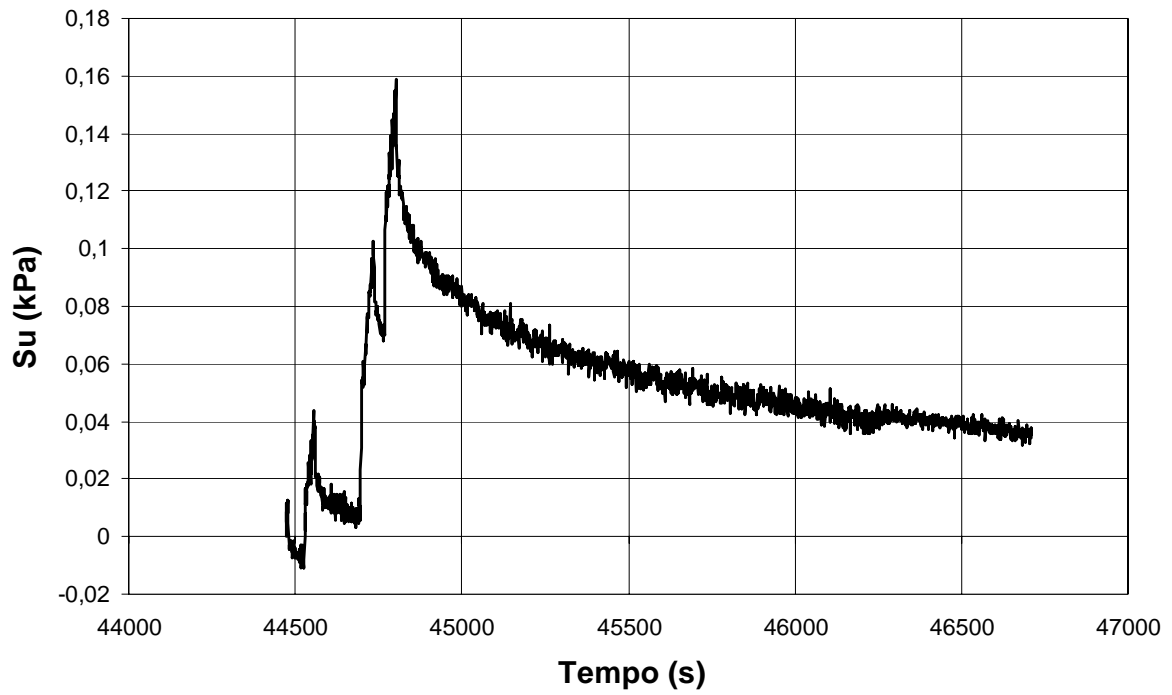


Figura A2.1 – Curva de Relaxação do Ensaio E01 (H/D = 40%) – Solo Artificial.

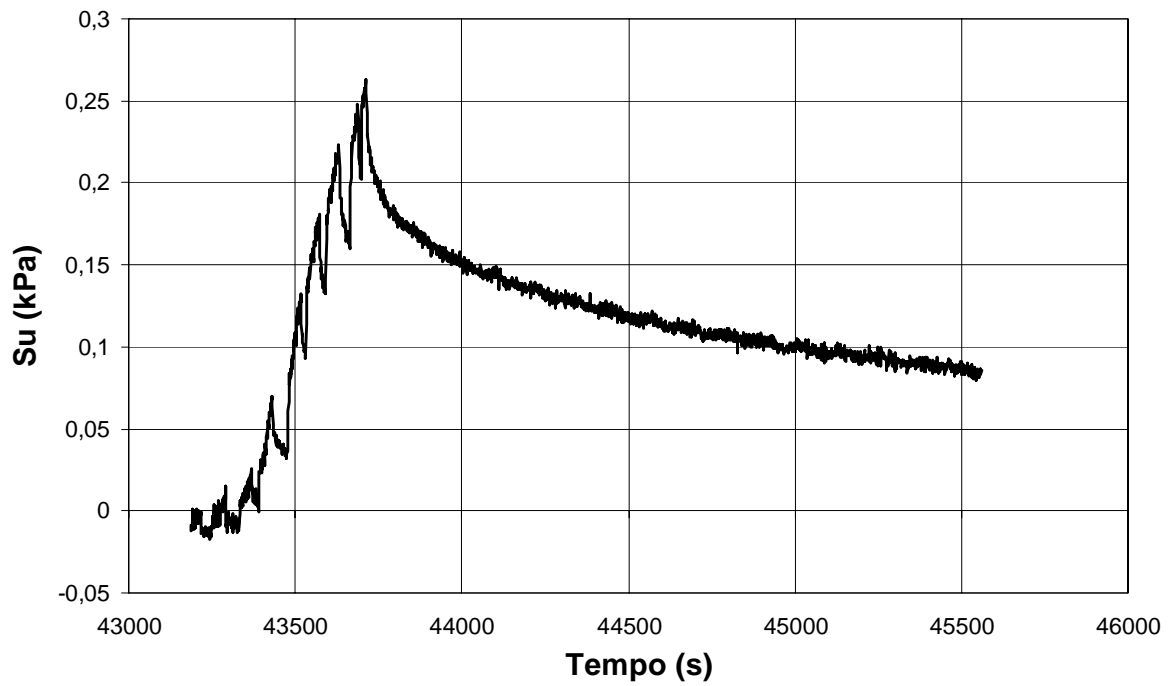


Figura A2.2 – Curva de Relaxação do Ensaio E02 (H/D = 83%) – Solo Artificial.

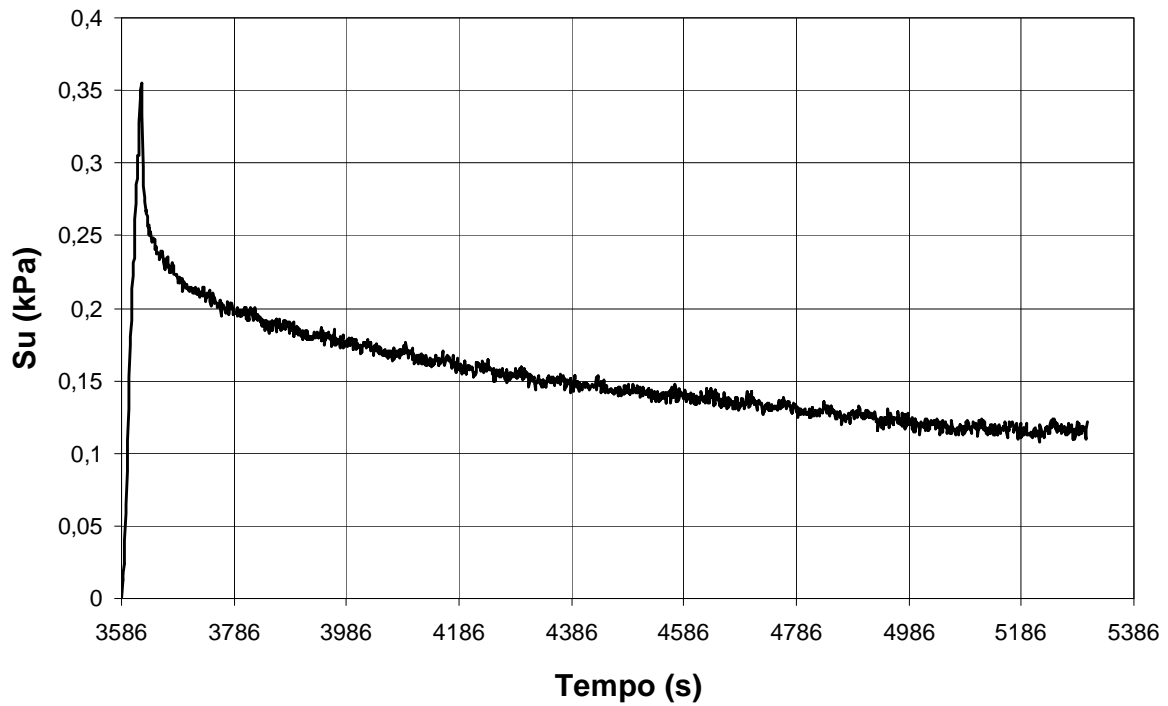


Figura A2.3 – Curva de Relaxação do Ensaio E03 (H/D = 118%) – Solo Artificial.

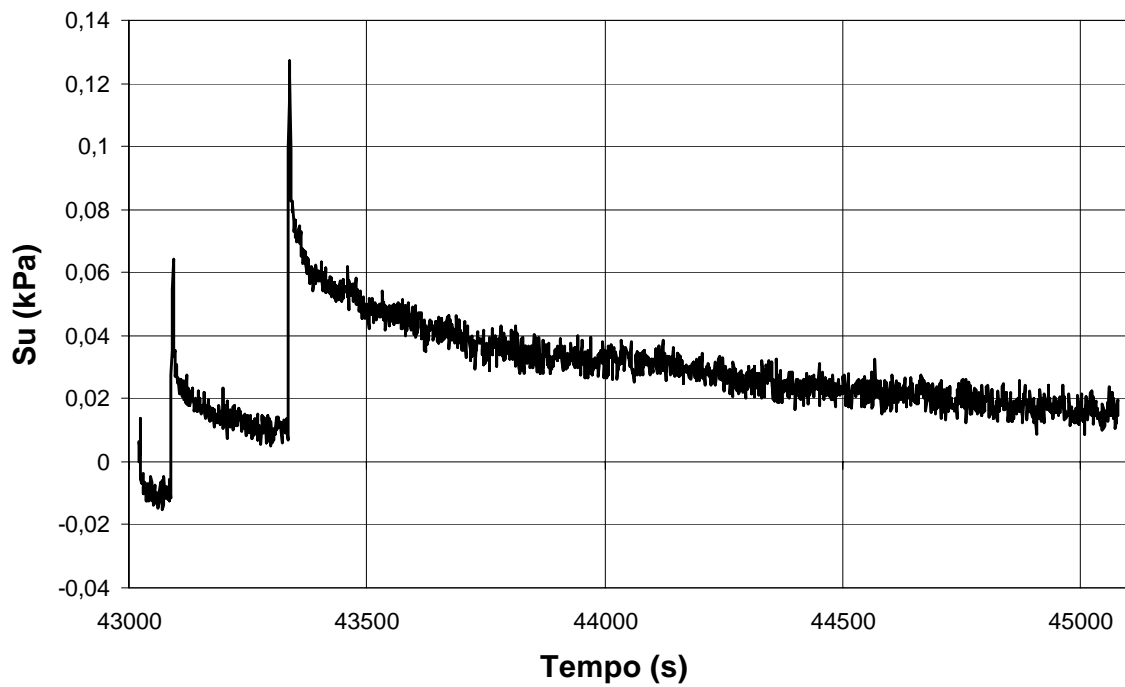


Figura A2.4 – Curva de Relaxação do Ensaio E04 (H/D = 43%) – Solo Artificial.

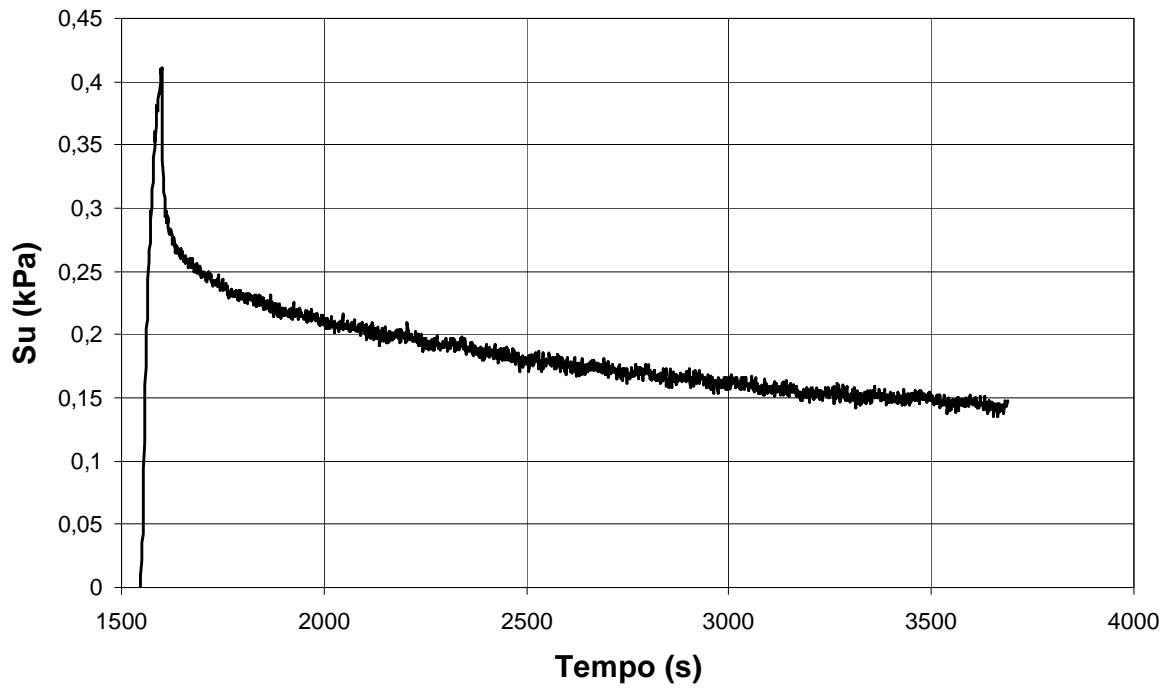


Figura A2.5 – Curva de Relaxação do Ensaio E05 (H/D = 175%) – Solo Artificial.

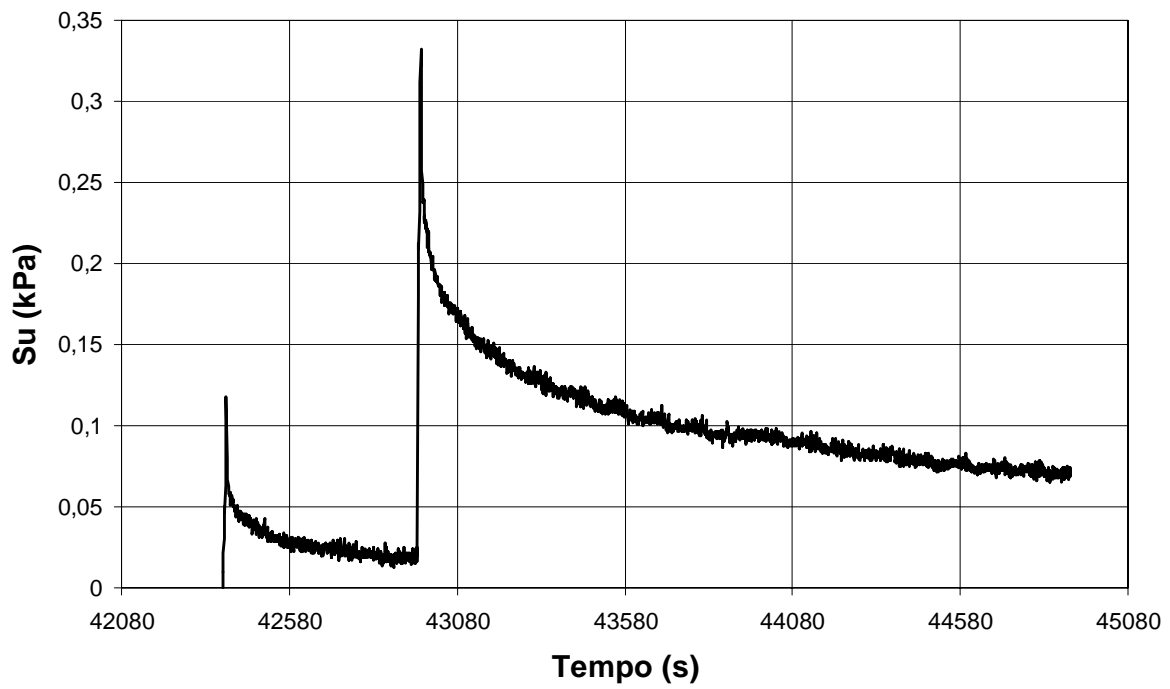


Figura A2.6 – Curva de Relaxação do Ensaio E06 (H/D = 70%) – Solo Artificial.

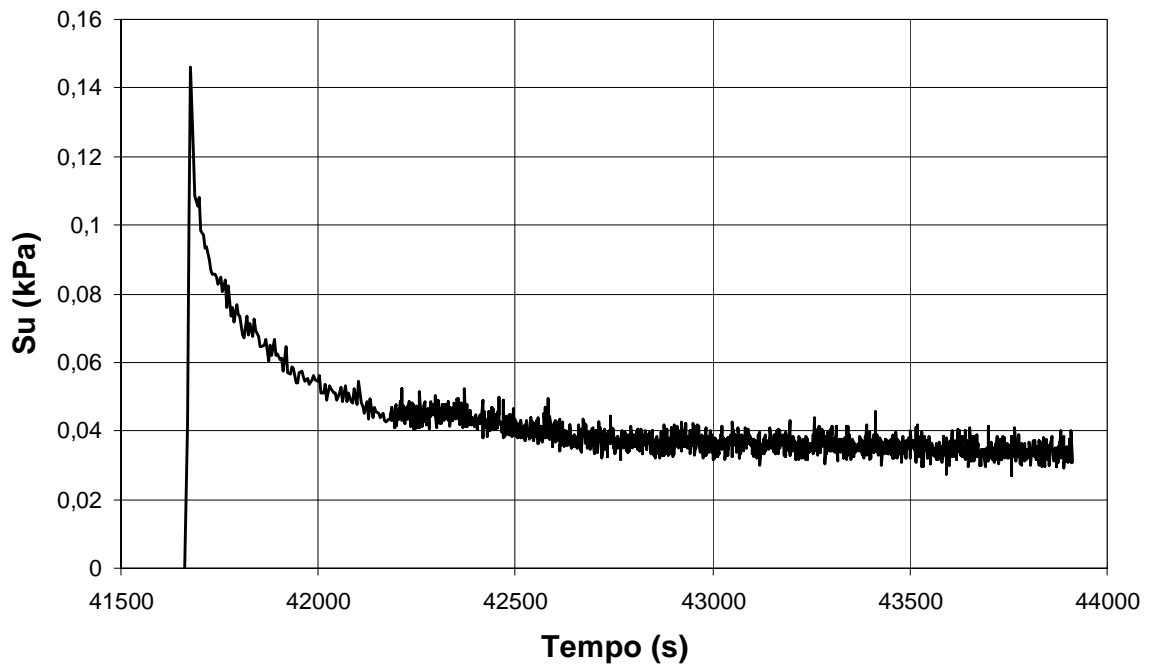


Figura A2.7 – Curva de Relaxação do Ensaio E07 (H/D = 56%) – Solo Artificial.

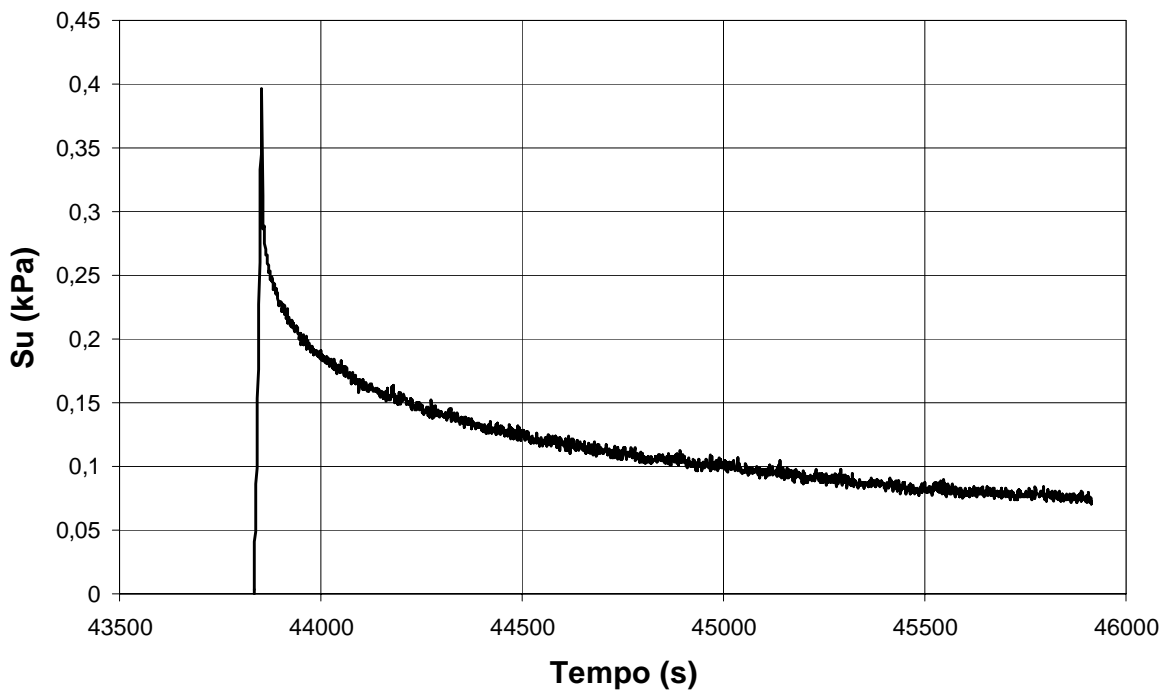


Figura A2.8 – Curva de Relaxação do Ensaio E08 (H/D = 70%) – Solo Artificial.

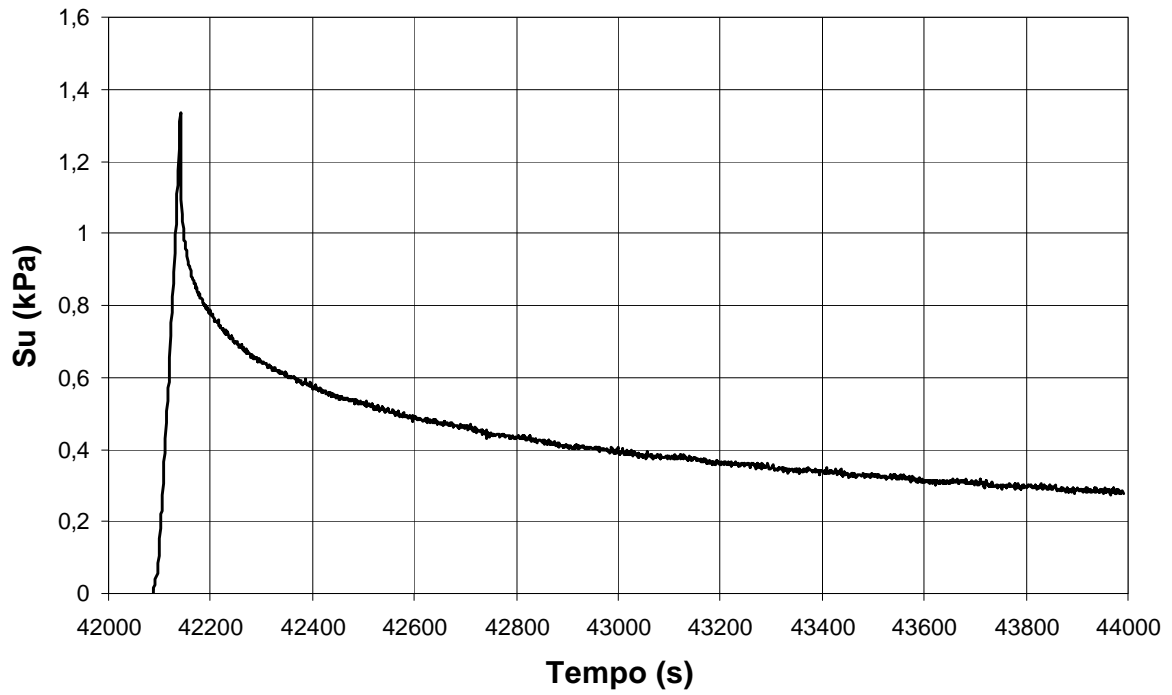


Figura A2.9 – Curva de Relaxação do Ensaio E09 (H/D = 181%) – Solo Artificial.

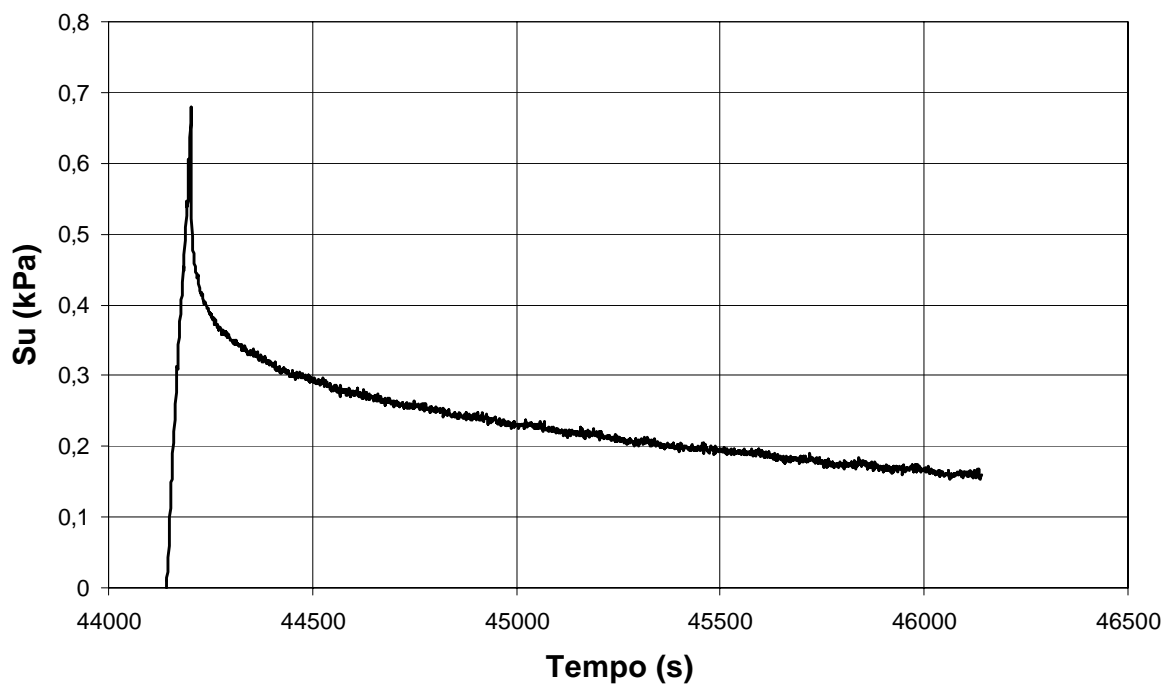


Figura A2.10 – Curva de Relaxação do Ensaio E10 (H/D = 201%) – Solo Artificial.

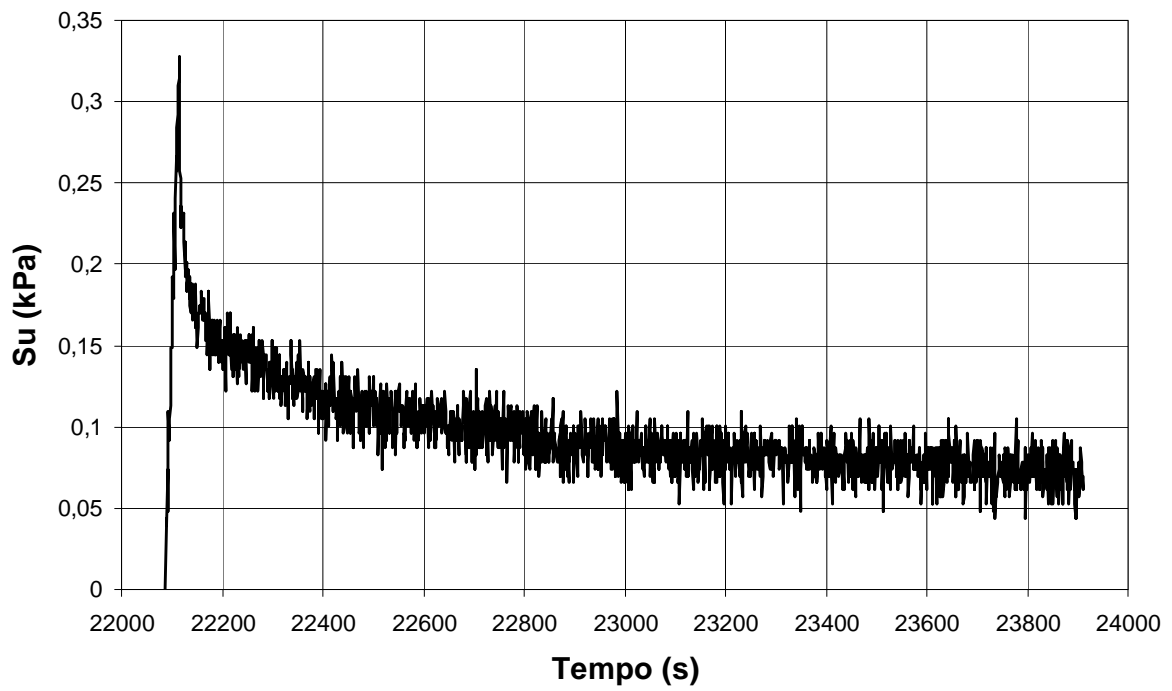


Figura A2.11 – Curva de Relaxação do Ensaio E13 (H/D = 95%) – Solo Artificial.

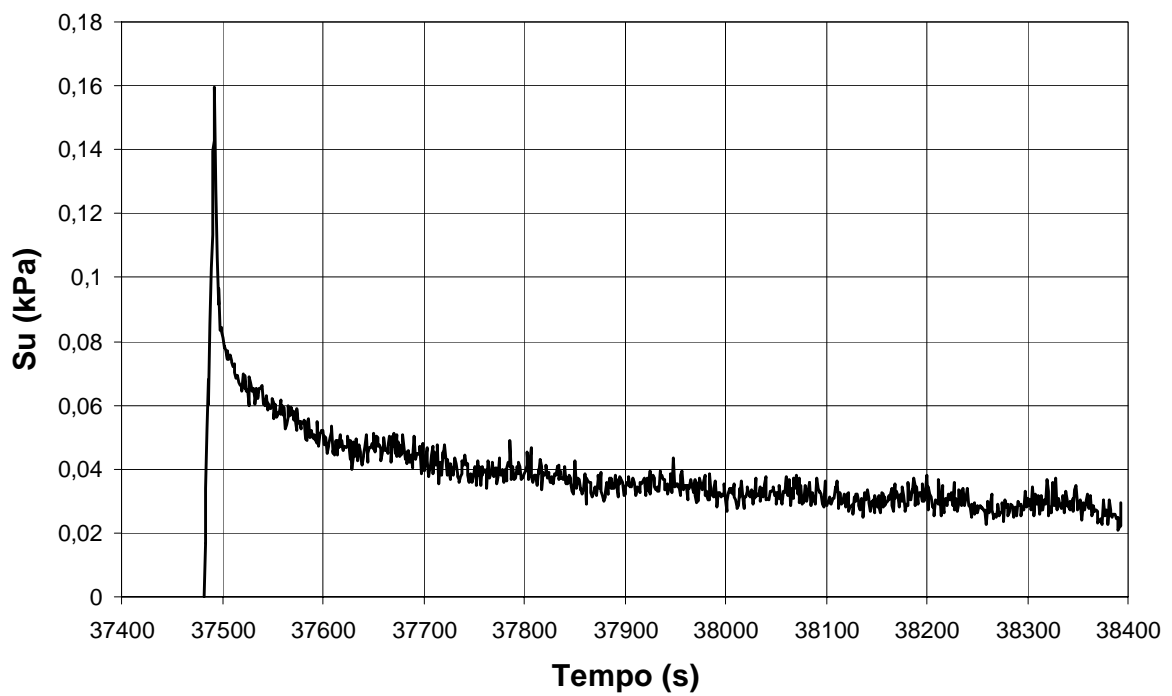


Figura A2.12 – Curva de Relaxação do Ensaio R01 (H/D = 38%) – Solo Natural.

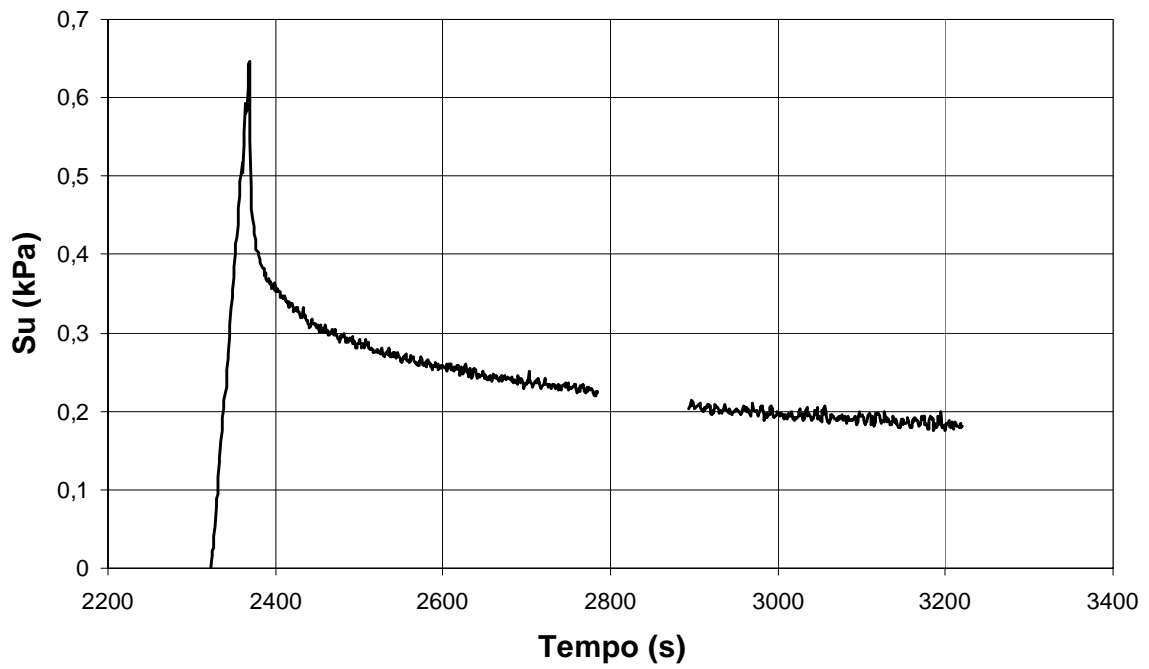


Figura A2.13 – Curva de Relaxação do Ensaio R02 (H/D = 155%) – Solo Natural.

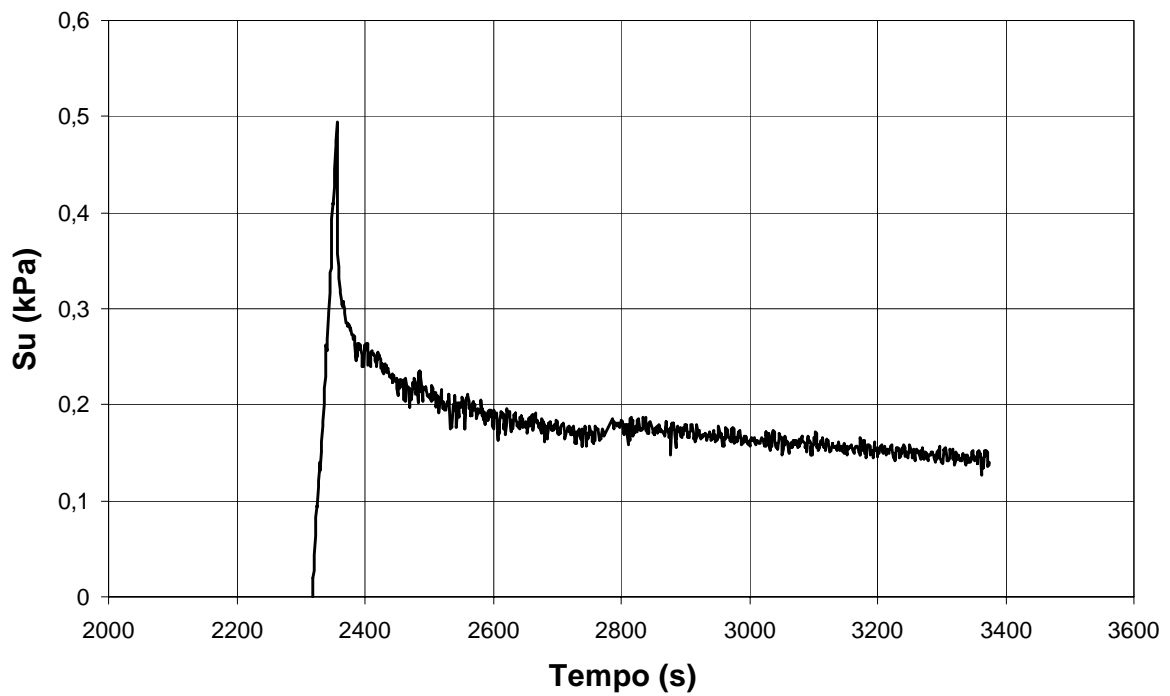


Figura A2.14 – Curva de Relaxação do Ensaio R03 (H/D = 124%) – Solo Natural.

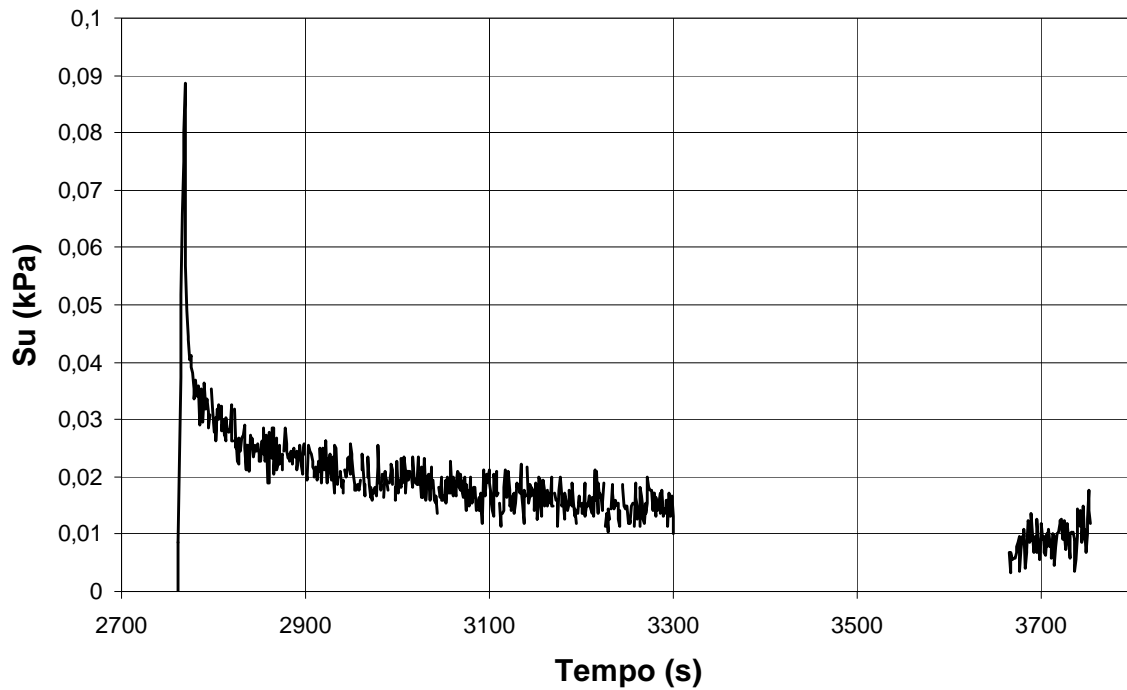


Figura A2.15 – Curva de Relaxação do Ensaio R06 (H/D = 27%) – Solo Natural.

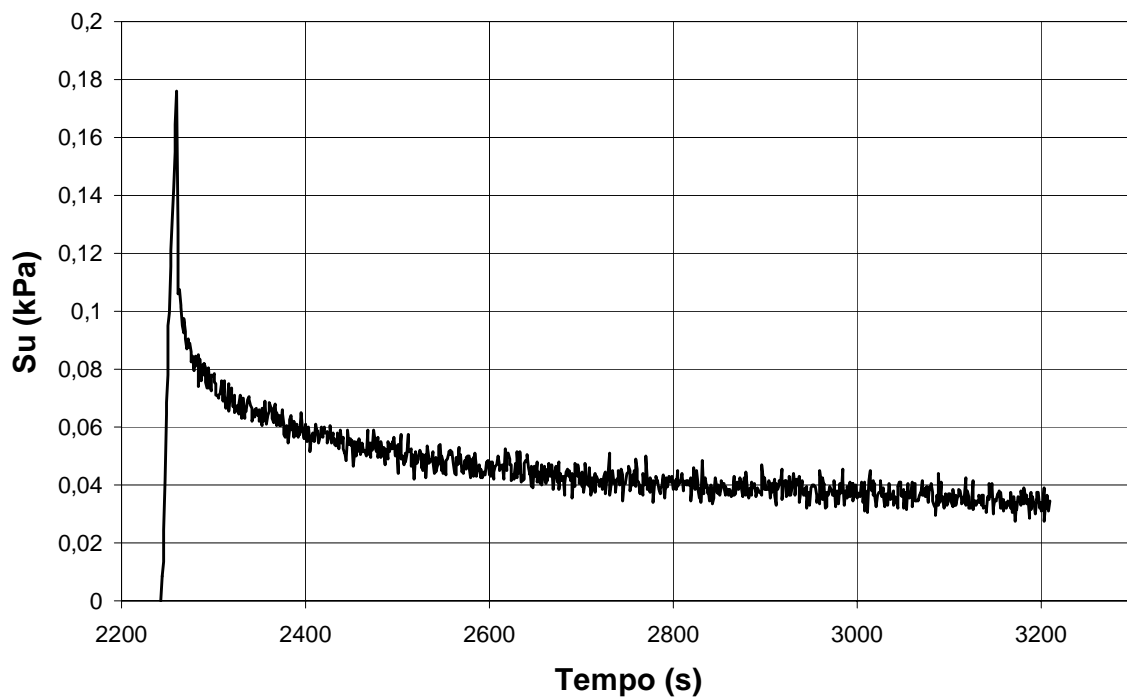


Figura A2.16 – Curva de Relaxação do Ensaio R07 (H/D = 57%) – Solo Natural.

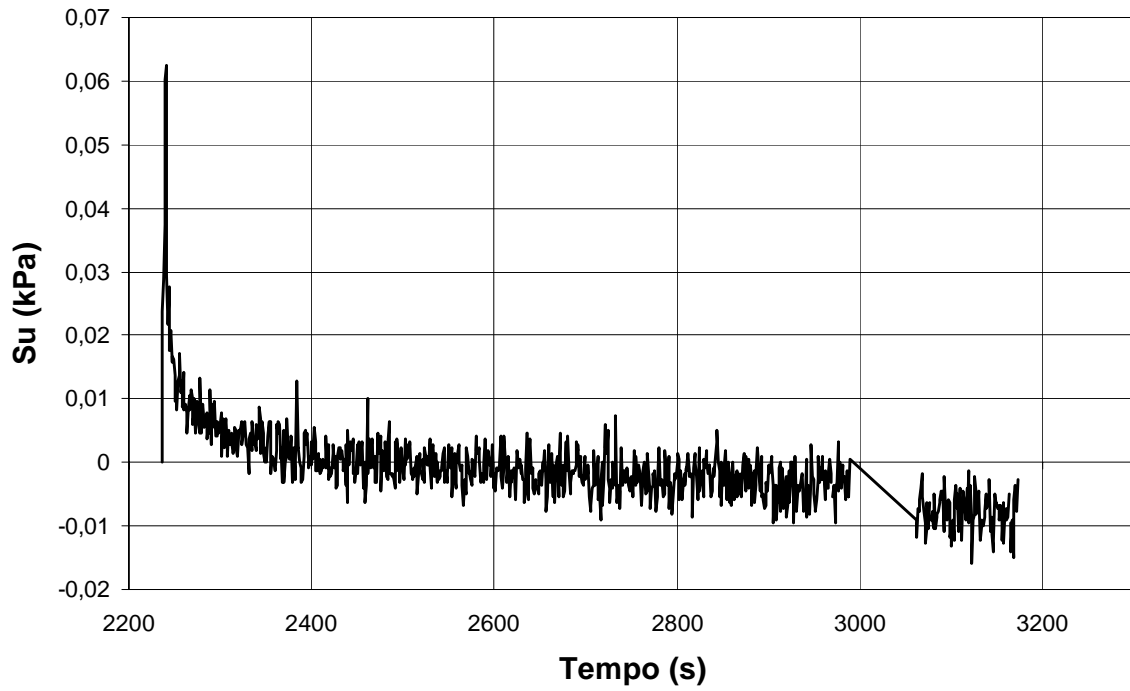


Figura A2.17 – Curva de Relaxação do Ensaio R08 (H/D = 17%) – Solo Natural.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)