



ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE E DE *BENDER ELEMENTS* PARA
MEDIDAS DE MÓDULOS CISALHANTES EM CAULIM

Filipe Cavalcanti Fernandes

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

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

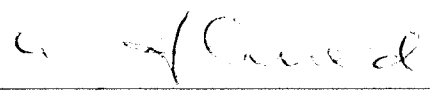
Rio de Janeiro
Outubro de 2018

ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE E DE *BENDER ELEMENTS* PARA
MEDIDAS DE MÓDULOS CISALHANTES EM CAULIM

Filipe Cavalcanti Fernandes

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

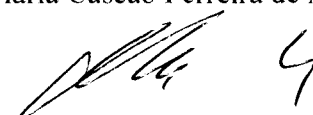
Examinada por:



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



Prof.ª Maria Cascão Ferreira de Almeida, DSc.



Prof. Mauricio Ehrlich, DSc.



Prof. José Maria de Camargo Barros, DSc.



Prof. Leonardo de Bona Becker, DSc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

OUTUBRO DE 2018

Fernandes, Filipe Cavalcanti

Ensaio De Coluna Ressonante e de Bender Elements para Medidas de Módulos Cisalhantes em Caulim/ Filipe Cavalcanti Fernandes. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XVII.148 p.: il.: 29,7 cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 105-109.

1. Caulim *Speswhite*. 2. Caracterização dinâmica. 3. Coluna Ressonante. 4. *Bender Elements*. 5. Módulo Cisalhante. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Aquela que me ensinou
sempre a lutar e nunca
desistir, minha mãe.*

AGRADECIMENTOS

Minha eterna e maior gratidão a Deus e a Nossa Senhora que foram o meu regaço acolhedor nos momentos de tristezas, dificuldades e desânimo e me fizeram seguir com fé e esperança nessa longa caminhada que se encerra.

A minha mãe, que com sua demonstração de luta pela vida me ensinou que quando se tem um objetivo qualquer obstáculo pode ser superado.

Aos meus irmãos, que foram minha força quando eu achava que não mais tinha.

Ao meu pai, pela formação humana e alicerce em tudo que sou e me transformei.

A minha namorada, Luisa, que com muita paciência, animo, companheirismo e amor soube me conduzir da melhor forma. Foi a maior incentivadora da minha caminhada no mestrado.

Aos meus tios, Aureliano e Acácia que foram o apoio quando precisei.

Ao professor Márcio Almeida e a professora Maria Cascão pela orientação neste trabalho, pelos conhecimentos transmitidos durante esse período juntos e também por toda compreensão no momento mais difícil de minha vida.

Aos colegas do grupo de pesquisa do professor Márcio Almeida, Samuel Mollepaza, Silvia, Silvana, Deise, Cristian e demais integrantes.

Aos colegas que fiz durante a caminhada do mestrado que foram essenciais na minha formação de Mestre, Pedro Castro, Cid, Arthur, Cristiano, Pedro, Marcela e em especial ao amigo Juliano.

Aos amigos de Natal/RN que estiveram sempre presentes e nos momentos mais difíceis foram quem mais me estimularam a continuar e concluir o mestrado.

Aos colaboradores do Laboratório de Geotécnia do IPT/USP, Jorginho, Marcelo, Aline, Paula, Rodrigo e em especial ao Professor José Maria Barros que me disponibilizou o laboratório do qual era chefe para que fosse realizada parte da minha pesquisa.

A todos do Laboratório de Geotécnia da COPPE/UFRJ que me ajudaram tecnicamente e com demonstração de solidariedade.

E a todos os outros que não foram citados e de alguma forma contribuíram e incentivaram para a conclusão deste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UF RJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE E DE *BENDER ELEMENTS* PARA
MEDIDAS DE MÓDULOS CISALHANTES EM CAULIM

Filipe Cavalcanti Fernandes

Outubro/2018

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Para um maior conhecimento sobre o comportamento dos taludes submarinos são necessárias simulações físicas e computacionais para melhor compreensão e entendimento dos fenômenos envolvidos. Como parte essencial da validação da modelagem física em centrífuga e de simulações computacionais encontra-se o uso adequado dos parâmetros comportamentais do solo em questão. A substituição do uso do módulo de Young pelos módulos volumétrico e distorcional é capaz de representar de forma mais adequada o comportamento do solo, corroborado pelo princípio das tensões efetivas. Há diversas formas de obtenção do módulo distorcional ou cisalhante, dentre elas estão os ensaios de coluna ressonante e o de *Bender Elements*. Foram realizados ensaios de laboratório estáticos, que contemplam a caracterização físico-química e mineralógica, ensaios de compressibilidade e ensaios de resistência assim como ensaios dinâmicos de coluna ressonante e de *bender elements*. A obtenção dos parâmetros adequados e realísticos aplicáveis à problemática envolvida melhoram a nossa compreensão do comportamento de deslizamentos de taludes submarinos, podendo ser avaliados e projetados de maneira segura e com boa relação custo-benefício.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

RESONANT COLUMN AND BENDER ELEMENT TESTS WITH SPESWHITE
KAOLIN FOR SHEAR MODULUS MEASUREMENT

Filipe Cavalcanti Fernandes

October/2018

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

Department: Civil Engineering

To better understand the behavior of submarine slopes is necessary to perform physical and computational simulations to better comprehend the phenomena involved. An essential part of the centrifuge modeling validation with computational simulations is the adequate use of the behavioral parameters of the soil. Static laboratory tests were carried out, including physicochemical and mineralogical characterization, compressibility tests and resistance tests as well as dynamic tests of resonant column and bender elements. The achievement of the appropriate and realistic parameters applicable to the contextualized problem improves our understanding of the behavior from submarine slope landslides and can be evaluated and well-designed in a safe and cost-effective perspective.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA	1
1.2	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	1
1.2.1	Objetivos Específicos	1
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	3
2.1	TALUDES SUBMARINOS	3
2.2	A INFLUÊNCIA SÍSMICA NA INSTABILIDADE DE TALUDES SUBMARINOS	4
2.3	PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS	4
2.3.1	O módulo cisalhante (G) e o módulo de Young (E)	5
2.3.2	Determinação do módulo cisalhante (G)	8
2.3.3	As medições de G, γ e D	9
2.3.3.1	<i>Modelo de Cálculo para G e γ</i>	<i>10</i>
2.3.3.2	<i>Razão de Amortecimento (D)</i>	<i>14</i>
2.4	PROPAGAÇÃO DE ONDAS ELÁSTICAS EM MEIO CONTÍNUO.....	16
2.5	MODELAGEM CENTRÍFUGA DE TALUDES SUBMARINOS	18
2.5.1	Leis de escalas para modelagem centrífuga	20
2.5.2	Propriedades dinâmicas do solo em centrífuga geotécnica	23
3	COMPRESSIBILIDADE E RESISTÊNCIA DO CAULIM	24
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	24
3.2	MATERIAL UTILIZADO E METODOLOGIA	25
3.2.1	Preparação e transporte das amostras	25
3.3	PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE	30
3.4	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	34
3.5	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM PARÂMETROS DA LITERATURA	38
3.6	CONCLUSÕES DO CAPÍTULO.....	39
4	ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE	40
4.1.1	O equipamento de CR e a medição das variáveis de interesse	40

4.2	RESULTADOS	55
4.2.1	O módulo de cisalhamento máximo (G)	55
4.2.2	Razão de Amortecimento (D)	60
4.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM PREVISÕES TEÓRICAS	63
4.3.1	O modelo de hiperbólico modificado de HARDIN & DRNEVICH (1972) 63	
4.3.2	O modelo de AMIR-FARYAR (2012).....	66
4.3.3	O modelo de ISHIBASHI & ZHANG (1993)	68
4.3.4	Discussões sobre os métodos de previsão e os resultados obtidos	70
4.4	CONCLUSÕES DO CAPITULO.....	71
5	BENDER ELEMENTS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA	73
5.1	<i>BENDER ELEMENT</i>	73
5.1.1	Introdução	73
5.1.2	Fundamentos da sua utilização	75
5.2	MÉTODOS DE MEDIÇÃO DE V_s	77
5.3	MODELOS CENTRÍFUGOS.....	81
5.3.1	Montagem e preparação do modelo centrífugo	82
5.3.2	Modelos utilizados e sua instrumentação	89
5.4	RESULTADOS	91
5.4.1	Análise do tempo de viagem da onda cisalhante pelo método do tempo de chegada	91
5.4.2	Análise do tempo de viagem da onda cisalhante pelo método pico a pico	92
5.4.3	Análise do tempo de viagem da onda cisalhante pelo método das frequências cruzadas	92
5.5	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM PREVISÕES TEÓRICAS	95
5.5.1	Previsões teóricas para o módulo cisalhante máximo ($G_{m\acute{a}x}$)	96
5.5.1.1	Previsão de V_s	97
5.5.1.2	Previsão de $G_{m\acute{a}x}$	97
5.5.2	Compilação dos resultados com as previsões teóricas.....	98

5.6 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO.....	101
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
ANEXO A – GRANULOMETRIA E MINERALOGIA.....	112
ANEXO B – ENSAIOS DE COMPRESSIBILIDADE	113
ANEXO C – ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	115
ANEXO D – OBTENÇÃO DE CONSTANTES DA COLUNA RESSONANTE E CALIBRAÇÃO	120
ANEXO E – VERIFICAÇÃO DO TEMPO DE ADENSAMENTO PRIMÁRIO	123
ANEXO F – VERIFICAÇÃO DO ATRITO MÍNIMO ENTRE O OSCILADOR E CORPO DE PROVA NOS ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE.....	124
ANEXO G – CURVAS DE DECAIMENTO LOGARÍTMICO	125
ANEXO H – DETERMINAÇÕES DO TEMPO DE VIAGEM DA ONDA CISALHANTE PELO MÉTODO DO TEMPO DE CHEGADA.....	137
ANEXO I – DETERMINAÇÕES DO TEMPO DE VIAGEM DA ONDA CISALHANTE PELO MÉTODO PICO A PICO.....	140
ANEXO J – DETERMINAÇÕES DO TEMPO DE VIAGEM DA ONDA CISALHANTE PELO MÉTODO DA FREQUÊNCIA CRUZADA	143

LISTA DE FIGURA

Figura 2.1 Relevo do talude com cânions na porção central da Bacia de Campos. (KOWSMANN <i>et al.</i> ,2015).....	3
Figura 2.2. Medição direta de G através de ensaio de Cisalhamento Simples.....	6
Figura 2.3 Ensaio triaxial convencional (ATKINSON, 2007).	7
Figura 2.4. Faixas limites de cada tipo de ensaio e suas aplicações, (traduzido de DRNEVICH <i>et al.</i> , 2015).	8
Figura 2.5 Possíveis configurações da CR (BARROS, 1997).....	9
Figura 2.6 Modelo físico do corpo de prova de solo (BARROS, 1997).	10
Figura 2.7 Torque e rotação em barra (KRAMER, 1996).....	11
Figura 2.8 Modelo da Coluna Ressonante.....	14
Figura 2.9. Movimento harmônico simples com amortecimento.....	15
Figura 2.10 Ondas P (adaptado de BRIAUD, 2013).	16
Figura 2.11 Ondas S (adaptado de BRIAUD, 2013).	17
Figura 2.12 Ondas Rayleigh (adaptado de BRIAUD, 2013).	17
Figura 2.13 Correspondência entre a tensão inercial em um modelo centrífugo e a tensão gravitacional em um protótipo (TAYLOR (1995) apud NOREÑA (2015)).	21
Figura 2.14 Variação de tensões no modelo e no protótipo (TAYLOR (1995) traduzido por NOREÑA, 2015).	22
Figura 3.1. Adensômetro com sua tela de controle.	26
Figura 3.2 Caixa usada no adensômetro.	26
Figura 3.3 Vista superior durante adensamento da amostra.	27
Figura 3.4 Esquema de drenagem da amostra em adensômetro.....	27
Figura 3.5 Gráfico de controle da fabricação de amostras no adensômetro: A) Carregamento com o tempo e B) Recalque com o tempo.	29
Figura 3.6. Amostra após o adensamento e embalada em filme PVC.....	29
Figura 3.7. Amostra pronta para transporte.....	30
Figura 3.8 Ensaio de adensamento edométrico em amostras de lama e previamente adensadas em adensômetro: variações do índice de vazios e do coeficiente de adensamento vertical.	31
Figura 3.9 Variação do volume específico (v) durante o adensamento isotrópico.....	33

Figura 3.10 Envoltória de resistência no estado crítico da série normalmente adensada.	36
Figura 3.11 Determinação gráfica dos parâmetros do modelo de previsão de resistência não drenada.....	37
Figura 4.1. Ensaio de Coluna Ressonante: esquema de funcionamento (adaptado de BARROS, 1997).....	41
Figura 4.2. Visão geral equipamentos para os ensaios de CR.....	42
Figura 4.3 Esquema da CR com suas variáveis (adaptado de DRNEVICH <i>et al.</i> , 2015).	43
Figura 4.4 Amostra posicionada para ser acoplado o oscilador.	45
Figura 4.5 O oscilador do tipo Hall e sua montagem	46
Figura 4.6 Corpo de prova ainda protegido e com os equipamentos acoplados.	46
Figura 4.7 Aparato montado aguardando a inserção da camada superficial de óleo.....	47
Figura 4.8 Esquema da submersão do corpo de prova durante o ensaio.	48
Figura 4.9 Aparato finalizado para ser submetido à tensões confinantes.....	48
Figura 4.10 Elipse de Lissajous no osciloscópio para frequência de vibração de 52kHz e amplitude de deformação medida por 149,4 mV. Valores obtidos na conferência do funcionamento dos aparelhos com a barra de calibração.	50
Figura 4.11 Variação do G de acordo com as amplitude crescentes de deformação (BARROS , 1997 apud ANDERSON & STOKOE , 1978).....	52
Figura 4.12. Monitoramento do decaimento livre da excitação torcional, após desligamento da vibração induzida.....	53
Figura 4.13 Gráfico para determinação do decremento logarítmico (RICHART <i>et al.</i> , 1970).....	54
Figura 4.14 Adensamento dos corpos de provas na série normalmente adensada: A)CP1 e B)CP2.	55
Figura 4.15 Adensamento dos corpos de provas na série sobreadensada: A)CP1 e B)CP2.	56
Figura 4.16 Curva normalizada de G dos corpos de provas na série normalmente adensada: A)CP1 e B)CP2.....	58
Figura 4.17 Curva normalizada de G dos corpos de provas na série sobreadensada: A)CP1 e B)CP2	59
Figura 4.18 Curvas normalizadas de G, agrupadas para cada série de ensaio	60

Figura 4.19 Razão de amortecimento para CP2: A) série normalmente adensada e B) série sobreadensada.....	61
Figura 4.20 Resultados compilados para G/G_{max} e D.....	62
Figura 4.21 Modelo hiperbólico de KONDNER (1963).....	63
Figura 4.22 Efeito dos coeficiente de forma no modelo Hiperbólico modificado (BARROS, 1997).	64
Figura 4.23 Resultados comparado com a previsão pelo modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972).....	66
Figura 4.24 Resultados comparado com a previsão pelo modelo de AMIR-FARYAR (2016).....	67
Figura 4.25 Resultados comparado com a previsão pelo modelo de ISHIBASHI & ZHANG (1993).....	69
Figura 4.26 Resultados de BARROS (1997) comparados com previsões teóricas.	70
Figura 4.27 Resultados comparados com previsões aproximadas.	71
Figura 5.1 Princípio de funcionamento do <i>Bender Element</i> (adaptado de BRIAUD, 2013).	74
Figura 5.2 Equipamentos usados em ensaios com <i>Bender Element</i> (Adaptado de WANG <i>et al.</i> , 2017).....	75
Figura 5.3 Possíveis arranjos dos BE (adaptado de EL-SEKELLY <i>et al.</i> , 2014).	76
Figura 5.4 Métodos de identificação da chegada e pico a pico (adaptado de KUMAR & MADHUSUDHAN, 2010).	79
Figura 5.5 Diferença na recepção de sinal para diferentes frequências emitidas (adaptado de EL-SEKELLY <i>et al.</i> (2014).....	80
Figura 5.6 Centrífuga geotécnica do IFSTTAR (DERKX <i>et al.</i> , 2006).....	81
Figura 5.7 Caixa utilizada no modelo estudado (FERNANDES <i>et al.</i> , 2017).	82
Figura 5.8 Modelo centrífugo em adensamento a 1g (FERNANDES <i>et al.</i> , 2017).	83
Figura 5.9 Perfil de peso específico natural (S01-0).	84
Figura 5.10 Perfil de tensões dos modelos.	85
Figura 5.11 A) Esquema geral de adensamento do modelo B) Drenos ao fundo da caixa e C) Colocação do geossintético.	86
Figura 5.12 Inserção de equipamentos após o adensamento do modelo.	87
Figura 5.13 Placa piezoelétrica utilizada.	87
Figura 5.14 Vista geral do modelo embarcado.....	88

Figura 5.15 Medição de recalque em voo (S00-0).	88
Figura 5.16 Instrumentação dos modelos ensaiados: A)S00-0 e B)S01-0.	89
Figura 5.17 Perfil de resistência dos modelos: A) S00-0 e B) S01-0.....	90
Figura 5.18 Aplicação da metodologia do tempo de chegada.....	91
Figura 5.19 Aplicação da metodologia de pico a pico.	92
Figura 5.20 Aplicação da metodologia das frequências cruzadas	92
Figura 5.21 Médias obtidas dos ensaios de <i>Bender Elements</i> 01.....	94
Figura 5.22 Médias obtidas dos ensaios de <i>Bender Elements</i> 02.	95
Figura 5.23 Resultados comparados com modelos independentes do índice de vazios. 99	
Figura 5.24 Comparação dos resultados de Coluna Ressonante com as previsões teóricas para o CP1.	99
Figura 5.25 Comparação dos resultados de Coluna Ressonante com as previsões teóricas para o CP2.	100
Figura 5.26 Comparação dos resultados de <i>Bender Elements</i> com as previsões teóricas.	100
Figura 5.27 Variação do G_{\max} com índice de vazios para uma mesma tensão confinante. (Adaptado de BENZ, 2007).....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Principais Leis de escala (MADABHUSHI, 2014).	22
Tabela 3.1 Parâmetros de compressibilidade obtidos.....	33
Tabela 3.2 Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais não-drenados.....	37
Tabela 3.3 Quadro comparativo dos resultados obtidos com a literatura adaptado de CHAPMAN <i>et al.</i> (2007)	38
Tabela 4.1 Resumo dos valores de $G_{\text{máx}}$ obtidos.....	57
Tabela 4.2 Valores de a e b para diferentes tipos de solo (apud BARROS, 1997).	64
Tabela 4.3 Determinação dos valores máximo e mínimo de γ_r	65
Tabela 5.1 Formatos de ondas de emissão sugeridos por diferentes autores (adaptado de DA FONSECA <i>et al.</i> , 2009).....	78
Tabela 5.2 Resultados compilados de <i>Bender Elements</i>	93
Tabela 5.3 Tabela dos resultados compilados de BE e CR	96
Tabela 5.4 Autores e coeficientes para previsão de $G_{\text{máx}}$	98

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a:	Aceleração
ABNT:	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM:	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ϕ' :	Ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{cv} :	Ângulo de atrito efetivo a volume constante (ou no estado crítico)
BE:	<i>Bender Element</i>
BE-E:	<i>Bender Element</i> Emissor
BE-R:	<i>Bender Element</i> Receptor
K_{ona} :	Coefficiente de empuxo no repouso para solo normalmente adensado
K_{osa} :	Coefficiente de empuxo no repouso para solo sobreadensado
ν :	Coefficiente de Poisson
d:	Distância
f:	Frequência
Cc:	Índice de compressão para adensamento edométrico
λ :	Índice de compressão para adensamento isotrópico
Cs:	Índice de descompressão ou expansão para adensamento edométrico
κ :	Índice de descompressão ou expansão para adensamento isotrópico
I_p :	Índice de Plasticidade
w_L :	Limite de Liquidez
w_p :	Limite de Plasticidade
G:	Módulo cisalhante
$G_{máx}$:	Módulo cisalhante máximo (quando a deformação é nula)
K:	Módulo de elasticidade volumétrico
E:	Módulo de Young ou de Elasticidade
R:	Raio de um círculo
D:	Razão de amortecimento
OCR:	Razão de Sobreadensamento
SK:	Caulim <i>Speswhite</i>
t:	Tempo

σ_c : Tensão confinante média
w: Umidade
 ω : Velocidade angular
v: Volume específico

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA

Em meio às pesquisas recentes conduzidas na COPPE-UFRJ, tornou-se necessária a obtenção de parâmetros geotécnicos do caulim utilizado na modelagem centrífuga, principalmente para validação de modelos numéricos com os resultados obtidos na modelagem física em centrífuga.

Assim, neste trabalho, o foco principal é o ensaio dinâmico de Coluna Ressonante (CR), visando obter os parâmetros dinâmicos necessários para a continuidade de outras pesquisas. Complementarmente a caracterização em laboratório, este trabalho contempla o uso de *Bender Elements (BE)* visando obtenção dos parâmetros dinâmicos utilizados nos ensaios de modelagem física em centrífuga.

A utilização do caulim e, principalmente dos seus parâmetros dinâmicos, faz parte de um projeto financiado pelo CENPES-PETROBRAS que visa o estudo da influência sísmica nos escorregamentos de taludes submarinos, fato este que já ocorre em diversos locais do Brasil e do mundo.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O principal objetivo desta dissertação é a caracterização das propriedades dinâmicas do caulim *Speswhite* através de ensaios de coluna ressonante com validação de ensaios de *Bender Elements* em centrífuga.

1.2.1 Objetivos Específicos

- Determinação dos parâmetros de resistência e compressibilidade do caulim *Speswhite*;
- Obtenção de curvas características de degradação do módulo cisalhante (G/G_{\max}) e da razão de amortecimento (D) através do ensaio de coluna ressonante;
- Comparações de correlações empíricas da Velocidade de Onda Cisalhante (V_s) e do módulo cisalhante máximo (G_{\max}) para determinadas tensões confinantes e OCR com os resultados obtidos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em 6 capítulos, incluindo também referências bibliográficas e anexos. Estes capítulos foram divididos da seguinte forma:

- Capítulo 2 – Apresenta a revisão bibliográfica incluindo a fundamentação teórica da problemática envolvida nesta pesquisa e nos ensaios que foram realizados;
- Capítulo 3 – Contém a caracterização estática do caulim utilizado em todos os ensaios realizados nessa pesquisa;
- Capítulo 4 – Contém a descrição da metodologia utilizada para o ensaio dinâmico de coluna ressonante, os resultados encontrados e uma comparação com previsões teóricas encontradas na literatura;
- Capítulo 5 – Dedicar-se à caracterização do material em ensaios centrífugos com *Bender Elements*, à descrição da metodologia e procedimentos de ensaio e às técnicas utilizadas para a interpretação dos resultados. Os resultados atingidos são apresentados e comparados com os parâmetros obtidos nos ensaios de coluna ressonante e com modelos teóricos de previsão de módulo cisalhante máximo.
- Capítulo 6 – Apresentam-se as conclusões gerais obtidas neste trabalho, assim como as sugestões para a continuidade de estudos no tema desta pesquisa.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 TALUDES SUBMARINOS

Os taludes submarinos são localizados principalmente nas margens das plataformas continentais. Em geral, os taludes possuem baixas declividades, com inclinações variando normalmente entre 1° e 8°, sendo em sua maioria em torno de 5°. A Figura 2.1 apresenta o relevo do talude continental mostrando depósitos em função de escorregamentos na desembocadura dos cânions (marrom) e material ainda em suspensão (amarelo).

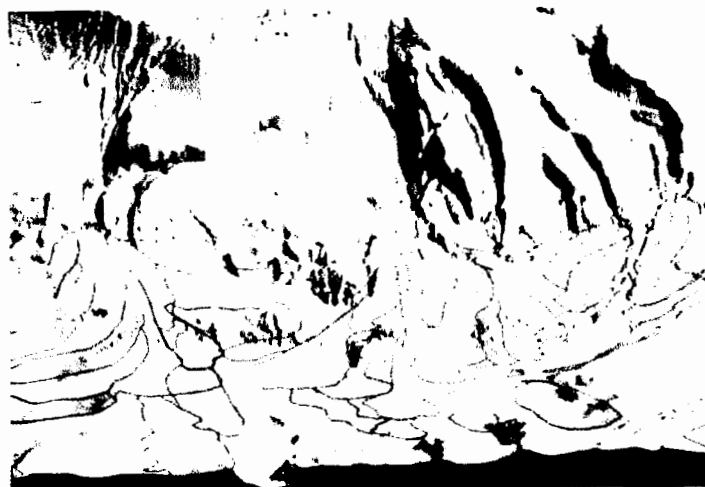


Figura 2.1 Relevo do talude com cânions na porção central da Bacia de Campos.
(KOWSMANN *et al.*, 2015)

Durante a formação deste relevo, a taxa de acumulação de sedimentos é menor do que a taxa de adensamento (material muito fino), resultando em geral em um solo estável às cargas gravitacionais. Porém, devido à ocorrência de sismos, tem sido comprovada a existência de um risco potencial de deslizamento, que por envolver um grande volume de massa podem impactar as estruturas *offshore*.

Os perfis geológicos típicos de taludes submarinos da margem continental são compostos de camadas de argilas normalmente adensadas a levemente pré-adensadas com profundidades variando entre poucos metros e centenas de metros (KOWSMANN *et al.*, 2015).

2.2 A INFLUÊNCIA SÍSMICA NA INSTABILIDADE DE TALUDES SUBMARINOS

Vários mecanismos de disparo afetam a estabilidade do fundo marinho, os quais podem ser agrupados em duas categorias: uma categoria que engloba os mecanismos que reduzem a resistência ao cisalhamento do solo (terremotos, carregamentos por ondas, mudanças de maré, intemperismo, sedimentação e gás) e assim diminuem as forças resistentes do talude, e outro grupo que engloba os mecanismos que aumentam as tensões de mobilização do talude (diapirismo, erosão, terremotos, ondas marítimas, mudanças da maré e sedimentação). Estas duas categorias não são mutuamente exclusivas podendo acontecer simultaneamente para o mesmo talude (LOCAT & LEE, 2002). HANCE (2003) avaliou dados de 366 deslizamentos de taludes submarinos e verificou que mais de 60% dos escorregamentos de sua base de dados estavam correlacionados com ocorrência de sismos gerados por movimentações e/ou acomodações da plataforma continental.

2.3 PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS

As propriedades dinâmicas dos solos são fundamentais para a solução de problemas sob condições cíclicas e dinâmicas. Uma destas propriedades dinâmicas fundamentais é a velocidade de onda cisalhante V_s , que permite avaliar o módulo de resistência ao cisalhamento máximo $G_{m\acute{a}x}$, potencial de liquefação, densidade do solo e estratigrafia de perfis de solo (KRAMER, 1996).

O módulo cisalhante máximo ou inicial $G_{m\acute{a}x}$, a curva característica de redução do módulo cisalhante ($G/G_{m\acute{a}x}$) e o acréscimo da razão de amortecimento (D) são propriedades do solo relevantes em diversas aplicações geotécnicas, caracterizando o comportamento dinâmico do solo para análises e modelagens. O módulo cisalhante $G_{m\acute{a}x}$ é medido para deformações cisalhantes muito pequenas (10^{-5} a 10^{-3} %) e no presente caso possui relevância específica no estudo da instabilidade sísmica de taludes submarinos (FERNANDES et al., 2017).

O ensaio de Coluna Ressonante (CR) tem sido considerado como o ensaio de laboratório que melhor avalia os parâmetros dinâmicos do solo (DRNEVICH & ASHLOCK, 2017). A técnica foi desenvolvida inicialmente na década de 1930 por japoneses, mas só recebeu destaque 20 anos mais tarde, quando ganhou impulso nos Estados Unidos (BARROS, 1997).

2.3.1 O módulo cisalhante (G) e o módulo de Young (E)

Para casos de pequenas deformações, o modelo elástico (Lei de Hooke) representa simplificada o comportamento de solos, pois atende às hipóteses simplificadoras dos modelos de comportamento.

Neste caso, as constantes elásticas E (módulo de Young ou de Elasticidade) e ν (coeficiente de Poisson) são suficientes para descrever a resposta elástica de materiais isotrópicos (ATKINSON & BRANSBY, 1978). Alternativamente, o comportamento elástico dos materiais pode ser descrito pelo par de constantes K (módulo volumétrico) e G (módulo cisalhante). Estes dois parâmetros são comumente utilizados em solos pois diferenciam os componentes volumétrico e distorcional das deformações (WOOD, 1990), e se relacionam diretamente a E e ν , segundo as equações abaixo.

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (2.1)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.2)$$

No caso de comportamento não-drenado, que se caracteriza por acontecer sob volume constante (ϵ_v igual a zero), pode-se demonstrar (ATKINSON & BRANSBY, 1978), que o coeficiente de Poisson (ν) é igual a 0,5 e então K tende para o infinito. Sendo ϵ_v a deformação volumétrica, ϵ_a a deformação axial e ϵ_r a deformação radial, tem-se:

$$\epsilon_v = \epsilon_a + 2 \cdot \epsilon_r = 0 \quad (2.3)$$

$$\epsilon_r = \frac{-\epsilon_a}{2} \quad (2.4)$$

Por definição, o coeficiente de Poisson é a relação entre a deformação transversal (ou radial, ϵ_r) e a deformação axial (ϵ_a).

$$\nu = \frac{-\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (2.5)$$

substituindo a equação 2.4 na equação 2.5 tem-se que o coeficiente de Poisson para casos não drenados possui o valor de 0,5.

O módulo cisalhante G pode ser medido pelo ensaio de cisalhamento simples, em sua medida direta de tensão cisalhante τ e deformação cisalhante específica γ , como apresentado na Figura 2.2 e equação 2.6.

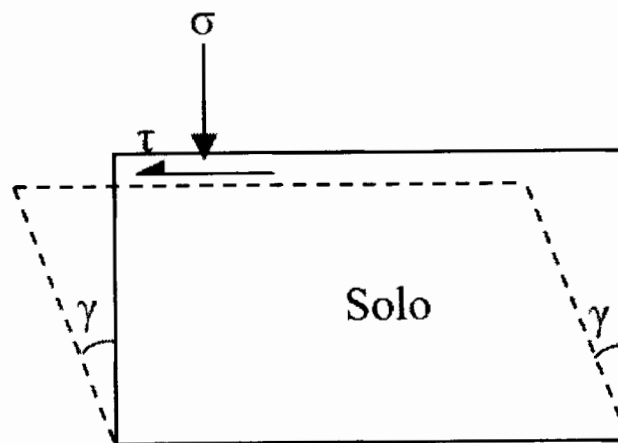


Figura 2.2. Medição direta de G através de ensaio de Cisalhamento Simples.

No caso, o que torna mais relevante ao se trabalhar exclusivamente com o módulo distorcional (G) é devido a se tratar de um solo que o comportamento é não drenado (sem variação de volume). O módulo cisalhante, é definido pela equação 2.6.

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.6)$$

No ensaio triaxial o par E e ϵ_a é equivalente ao par G e γ do ensaio de cisalhamento simples, sendo E definido por:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon_a} \quad (2.7)$$

Sabe-se também que na ruptura não-drenada do solo, tem-se:

$$\tau = \frac{\sigma}{2} \quad (2.8)$$

reorganizando a equação 2.6 e igualando à tensão cisalhante da equação 2.8, tem-se:

$$G \cdot \gamma = \frac{\sigma}{2} \quad (2.9)$$

e reorganizando a equação 2.7 e igualando à tensão desvio na equação 2.9.

$$G \cdot \gamma = \frac{E \cdot \varepsilon_a}{2} \quad (2.10)$$

Por fim, substituindo o módulo cisalhante dado na equação 2.10 pela equação 2.2. tem-se:

$$\gamma = (1 + \nu) \cdot \varepsilon_a \quad (2.11)$$

Os ensaios triaxiais são considerados efetivos para medição da rigidez do solo e avaliar os seus parâmetros de resistência sob um estado de tensões conhecido e carregamento controlado (WOOD, 1990). Porém, a questão surge na determinação da rigidez a pequenas deformações específicas (10^{-5} a 10^{-1} %), tendo em vista alguns erros de medidas observados no ensaio com o equipamento convencional, citando-se (Figura 2.3):

- Deformações nas extremidades do corpo de prova devido ao contato com as pedras porosas (1);
- Nivelamento do contato *top-cap* e topo do corpo de prova (2);
- Deformações na medida da célula de carga (3);
- E deformações da própria câmara triaxial (4).

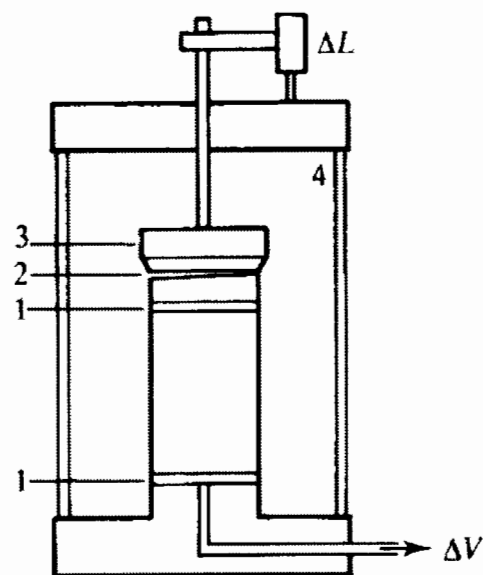


Figura 2.3 Ensaio triaxial convencional (ATKINSON, 2007).

2.3.2 Determinação do módulo cisalhante (G)

A rigidez do solo representada pelo módulo cisalhante máximo, G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$, referente a uma deformação específica cisalhante “nula” (esta considerada a deformação da ordem de $10^{-5}\%$), pode ser avaliada através de ensaios de Coluna Ressonante (CR), que tem sido uns dos mais confiáveis, dentre outros.

Outros ensaios podem obter de forma direta o módulo cisalhante máximo do solo, como por exemplo os ensaios de *bender elements* (BE), que serão abordados no capítulo 5, ensaios de campo com medidas sísmicas (CPTu-S, DMT-S e ensaios geofísicos), que não serão abordados neste trabalho, são formas de medição *in situ* tanto em campo como em modelagem física.

Diferentes tipos de ensaios podem ser conduzidos a fim de definir o módulo G em sua ampla faixa de deformações, sendo o ensaio de coluna ressonante o mais recomendados para abranger uma maior faixa de deformação, também chamado de ensaio de laboratório dinâmico (ATKINSON, 2007).

A Figura 2.4 apresenta a curva característica da degradação do módulo cisalhante em função da deformação cisalhante. No caso, apresenta-se uma curva normalizada de G em função de $G_{m\acute{a}x}$.

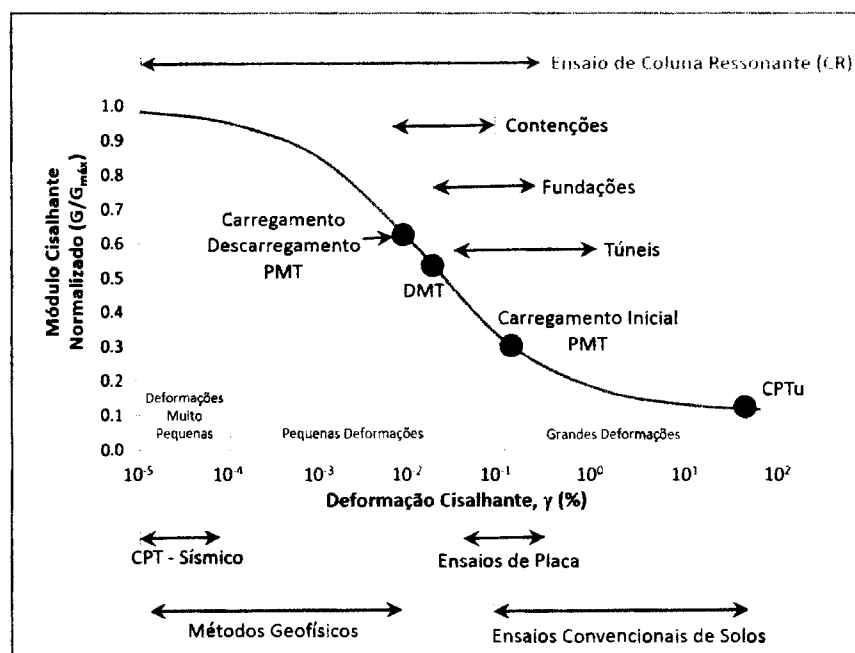


Figura 2.4. Faixas limites de cada tipo de ensaio e suas aplicações, (traduzido de DRNEVICH *et al.*, 2015).

De acordo com a Figura 2.4, percebe-se que para abranger o comportamento real dos solos, são necessárias relações tensão-deformação não lineares, pois a rigidez do solo varia de forma não linear com a deformação. Hoje, os modelos de tensão-deformação não lineares mais utilizados são os modelos derivados do modelo hiperbólico de KONDNER (1963), como por exemplo o modelo modificado de HARDIN & DRNEVICH (1972).

2.3.3 As medições de G, γ e D

O ensaio de CR possui algumas variações a depender da sua configuração e ajuste para que sejam medidos os parâmetros de interesse. Na Figura 2.5, são apresentados: a) O modelo “fixo-livre”, sem nenhuma massa rígida no topo do corpo de prova, que proporciona ao longo do corpo de prova uma rotação angular (θ) de $\frac{1}{4}$ de seno; b) o modelo “fixo-livre” com uma massa rígida em seu topo, que proporcionará uma distribuição uniforme de deformações ao longo do comprimento do corpo de prova; c) o modelo, chamado de “livre-livre”, composto por massas rígidas em ambas as extremidades, que possuem um sistema de molas com rigidez muito inferior à do corpo de prova, sendo sua principal característica o ponto de repouso no centro do corpo de prova; d) o modelo “fixo-livre” com a inclusão de um sistema de mola-amortecedor em seu topo que permite a criação de um estado anisotrópico de tensões.

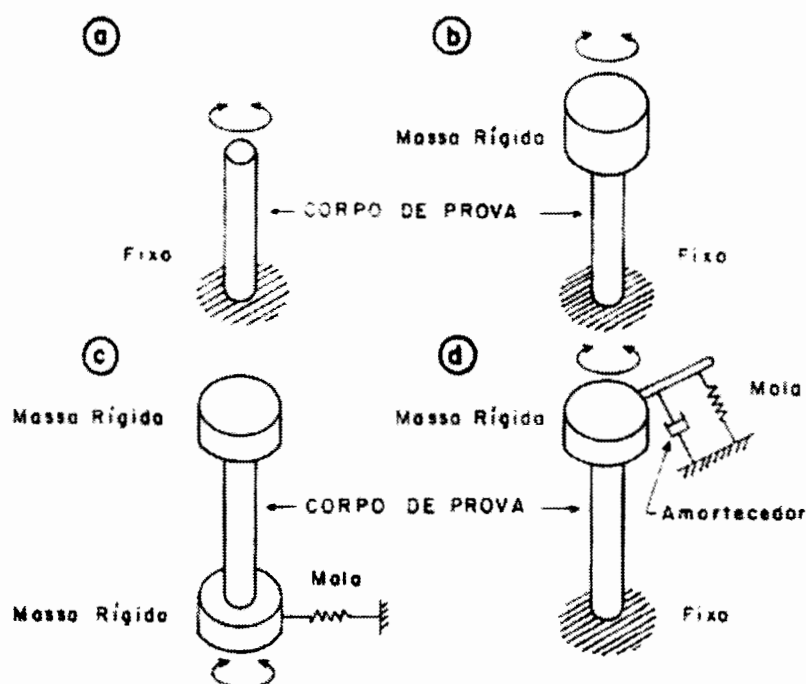


Figura 2.5 Possíveis configurações da CR (BARROS, 1997).

2.3.3.1 Modelo de Cálculo para G e γ

Para baixas amplitudes de vibração, ou seja, para deformações muito pequenas, o comportamento do solo, elástico linear, permite relacionar-se com a teoria de propagação de ondas em barras elásticas como forma de interpretação dos resultados de coluna ressonante. O modelo da coluna ressonante utilizado é o modelo “fixo-livre” (b) (BARROS, 1997).

Para a dedução teórica e fundamentação das medições realizadas na coluna ressonante o corpo de prova é representado de acordo com a Figura 2.6.

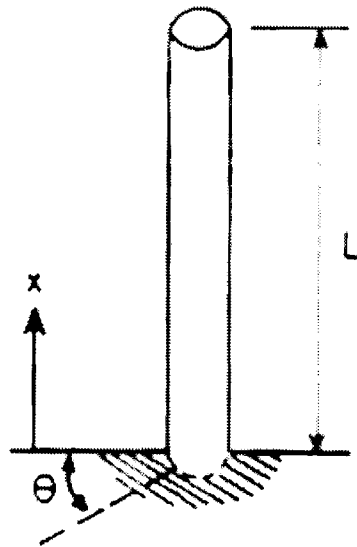


Figura 2.6 Modelo físico do corpo de prova de solo (BARROS, 1997).

A equação diferencial completa que governa a vibração torcional do “cilindro” baseia-se no equilíbrio de forças internas e externas de acordo com 2ª Lei de Newton da Mecânica e a Lei de Hooke da Resistência dos Materiais (BARROS, 1997; KRAMER, 1996; RICHART *et al.*, 1970).

O material, no caso o solo, da barra cilíndrica com um determinado comprimento (L) e diâmetro (d) possui um módulo cisalhante (G) e uma massa específica (ρ). A uma distância da origem (x) a barra é submetida a um torque (T_{x0}), que gera uma rotação angular (θ_{x0}). Num elemento interno de espessura, dx , é provocada uma rotação angular, $d\theta$, conforme apresentado na Figura 2.7.

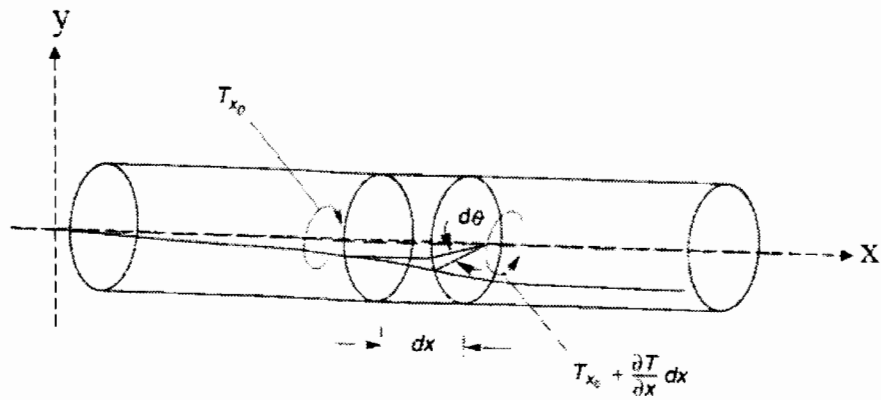


Figura 2.7 Torque e rotação em barra (KRAMER. 1996).

O equilíbrio de forças do elemento infinitesimal do cilindro, dx , de acordo com a Figura 2.7, é dado pela equação:

$$-T_{x_0} + \left(T_{x_0} + \frac{\partial T}{\partial x} dx \right) = \rho \cdot J \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} dx \quad (2.12)$$

ou, alternativamente:

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho \cdot J \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (2.13)$$

sendo, J , a inércia rotacional (momento polar de inércia) da seção transversal.

Pela Resistência dos Materiais, tem-se:

$$T = G \cdot J \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.14)$$

derivando a equação 2.14 em relação a x e substituindo em 2.13, tem-se:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (2.15)$$

sabendo que (KRAMER, 1996) a velocidade da onda cisalhante (V_s) é dada por:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.16)$$

tem-se a equação diferencial da propagação da onda cisalhante em meio elástico

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = V_s^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (2.17)$$

Resolvendo a equação diferencial 2.17 utilizando as equações de contorno definidas no modelo apresentado na Figura 2.6, tem-se a equação para vibrações livres do sistema oscilador-solo:

$$\left(\frac{I_0}{I}\right) \frac{\omega L}{V_s} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\omega L}{V_s}\right) = 1 \quad (2.18)$$

onde:

I é o momento de inércia da seção transversal do corpo de prova, dado por $I = \rho \cdot J \cdot L$, I_0 é o momento de inércia do conjunto cabeçote-oscilador (no Anexo D é apresentado como é feita a determinação do I_0 segundo ASTM 4015 (2007)). ω é a frequência angular dada por $\omega = 2\pi f$, onde f é a frequência da vibração induzida, que nesse caso particular de vibração induzida onde na condição de ressonância sob vibração forçada, a frequência aplicada é a frequência de ressonância (ou frequência natural). V_s é a variável de interesse.

Considerando-se um fator (F) independente, visando isolar a variável de interesse, tem-se:

$$F = \frac{\omega L}{V_s} = \frac{2 \cdot \pi \cdot f \cdot L}{V_s} \quad (2.19)$$

substituindo F na equação 2.18, tem-se:

$$\left(\frac{I_0}{I}\right) = \frac{1}{F \cdot \operatorname{tg} F} \quad (2.20)$$

o que torna F uma variável possível de ser encontrada. Substituindo o V_s obtido na equação 2.19 na equação 2.16, obtém-se a equação que calcula o valor do módulo de cisalhamento médio do corpo de prova.

$$G = \rho \left(\frac{2\pi \cdot f \cdot L}{F}\right)^2 \quad (2.21)$$

Por outro lado, a deformação cisalhante é calculada a partir da aceleração tangencial medida pelos acelerômetros instalados no oscilador, e da frequência da vibração induzida no ensaio. Os acelerômetros produzem uma carga elétrica que é proporcional à aceleração tangencial. Tal carga elétrica é convertida através de condicionadores dos acelerômetros (serão apresentados e descritos no capítulo 3) por um fator de calibração (C_a) em proporções da aceleração da gravidade (g). A equação que permite a conversão da leitura do voltímetro em aceleração tangencial (a_t) é:

$$a_t = \frac{\sqrt{2}gV}{C_a} \quad (2.22)$$

onde V é a leitura do voltímetro, no instante de vibração torcional com frequência ressonante.

A rotação angular (θ) gerada, segundo a equação do movimento circular uniforme, é dada por:

$$\theta = \frac{a_t}{a_{\text{centrípeta}}} \quad (2.23)$$

sendo a aceleração centrípeta ($a_{\text{centrípeta}}$) definida por:

$$a_{\text{centrípeta}} = \omega^2 \cdot C_d \quad (2.24)$$

Obtendo-se a frequência angular $\omega=2\pi f$, substitui-se a equação 2.24 na equação 2.23, e tem-se:

$$\theta = \frac{a_t}{4\pi^2 \cdot f^2 \cdot C_d} \quad (2.25)$$

sendo: f a frequência de ressonância e C_d a distância horizontal entre o eixo de rotação do conjunto oscilador-solo e a posição do acelerômetro no oscilador (Figura 2.8).

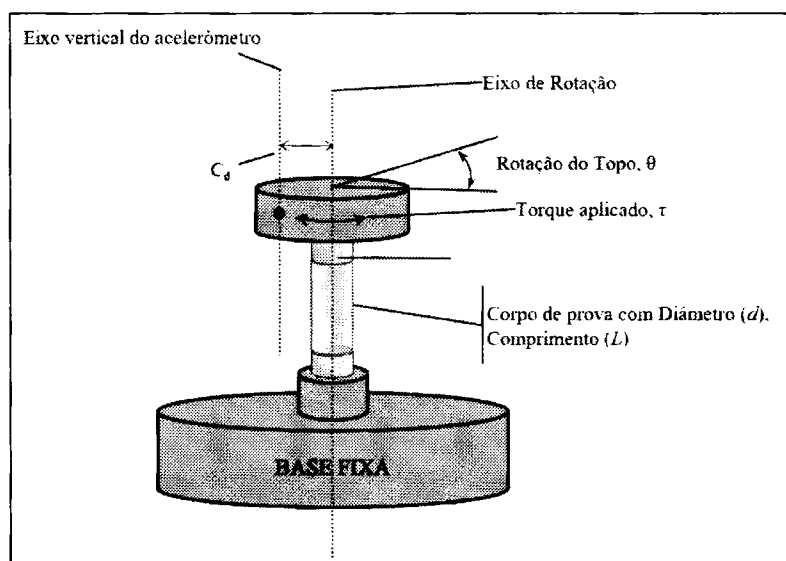


Figura 2.8 Modelo da Coluna Ressonante.

Por fim, tem-se a deformação cisalhante (γ) definida como:

$$\gamma = \frac{\theta \cdot d}{3 \cdot L} \quad (2.26)$$

Conforme exposto em BARROS (1997) e recomendado por DRNEVICH *et al.* (1978), no ensaio de coluna ressonante a deformação cisalhante média no corpo de prova de solo é correspondente a 2/3 da deformação cisalhante máxima na face mais externa (perímetro) do corpo de prova.

2.3.3.2 Razão de Amortecimento (D)

Todo corpo, ou objeto, que possui determinada massa m , quando submetido a um movimento harmônico, ou para o caso da coluna ressonante uma vibração senoidal de torção, acumula energia. Tal energia acumulada, quando cessa o movimento vibratório, é dissipada (HALL & RICHART, 1963; RICHART *et al.*, 1970; ZAVORAL, 1990). No movimento harmônico simples amortecido, conforme apresentado na Figura 2.9, o amortecimento é a forma de cessar o movimento que o corpo estava submetido, similar a um sistema de massa-mola quando excitado e deixado livre até atingir o repouso.

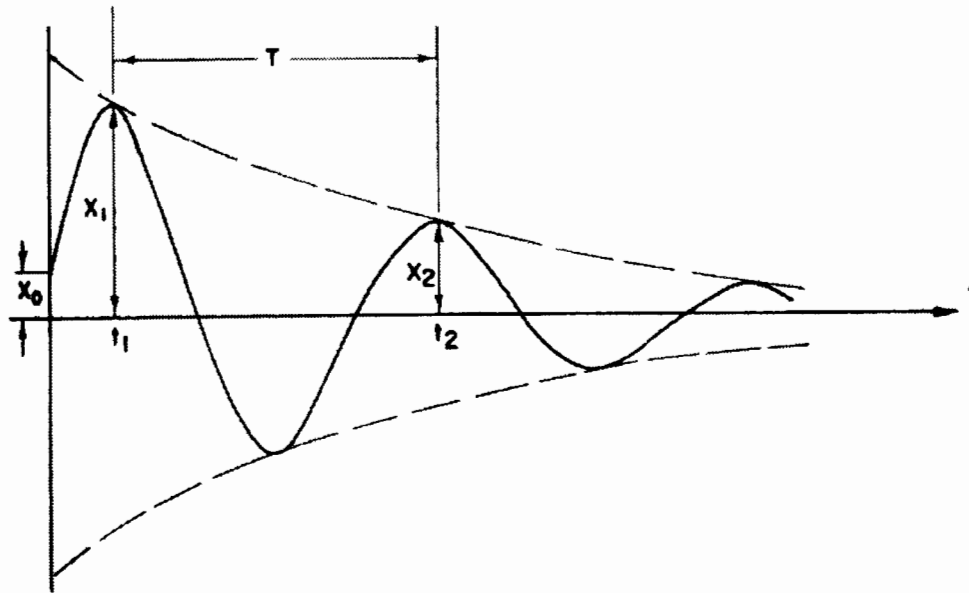


Figura 2.9. Movimento harmônico simples com amortecimento.

O movimento harmônico simples com amortecimento faz uso da segunda lei de Newton para descrever seu movimento pela equação diferencial:

$$m \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + c \cdot \frac{\partial x}{\partial t} + k \cdot x = 0 \quad (2.27)$$

sendo m a massa do corpo, c o coeficiente de amortecimento para dada velocidade $\partial x / \partial t$, e k a constante da mola.

Por definição, a razão de amortecimento (D) é dada pela equação 2.28.

$$D = \frac{c}{c_{\text{máx}}} \quad (2.28)$$

sendo $c_{\text{máx}}$ o coeficiente de amortecimento máximo do sistema.

Define-se também, o decremento logarítmico (δ) como sendo a relação logarítmica entre as amplitudes sucessivas, X_1 e X_2 apresentadas na Figura 2.9, e dado por:

$$\delta = \ln \frac{X_1}{X_2} \quad (2.29)$$

e para "n" ciclos sucessivos de amortecimento, tem-se:

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{X_1}{X_{1+n}} \quad (2.30)$$

Definidos a razão de amortecimento e o decremento logarítmico, soluciona-se a equação 2.27, conforme apresentado em HALL & RICHART (1963) e em RICHART *et al.* (1970) e obtém-se:

$$\delta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}} \quad (2.31)$$

A validade da aproximação do movimento harmônico simples amortecido com o comportamento do solo é restrita ao domínio das pequenas deformações, ou seja, o solo aqui é tratado no domínio elástico.

2.4 PROPAGAÇÃO DE ONDAS ELÁSTICAS EM MEIO CONTÍNUO

A base teórica dos ensaios sísmicos ou dinâmicos é apoiada na teoria de propagação de ondas elásticas que consiste no modelo de transmissão de esforços cíclicos/dinâmicos em meios elásticos. Em meios contínuos, há dois tipos de ondas elásticas.

O primeiro tipo de onda elástica em meio contínuo é denominado de onda de compressão que também pode ser chamada de onda longitudinal, primária ou somente de onda *P*. Esse tipo de onda é caracterizada por sua propagação que ocorre longitudinalmente ao sentido dos esforços gerados (também chamados de movimentação das partículas) por uma fonte, ocasionando somente esforços de compressão e de tração (dilatação) no meio (Figura 2.10) (KRAMER, 1996; BARROS, 1997; BRIAUD, 2013).

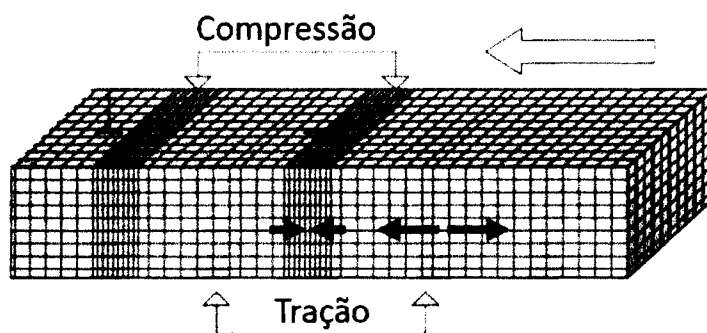


Figura 2.10 Ondas P (adaptado de BRIAUD, 2013).

A onda *P*, se propaga com uma velocidade V_P que é dada por:

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.32)$$

onde ρ é a massa específica do meio e M é o módulo confinado do meio que é dado pela equação 2.33.

$$M = K + \frac{4}{3}G = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.33)$$

O segundo tipo de ondas elásticas são as ondas cisalhantes, também chamadas de ondas transversais, secundárias ou somente ondas S . Esse tipo de onda caracteriza-se pelo esforço gerado (ou movimentação das partículas) de cisalhamento, que é transversal à direção de propagação da onda (Figura 2.11) (KRAMER, 1996; BARROS, 1997; BRIAUD, 2013). Como já apresentado na seção 2.3, a velocidade da onda S é obtida a partir da equação 2.16.

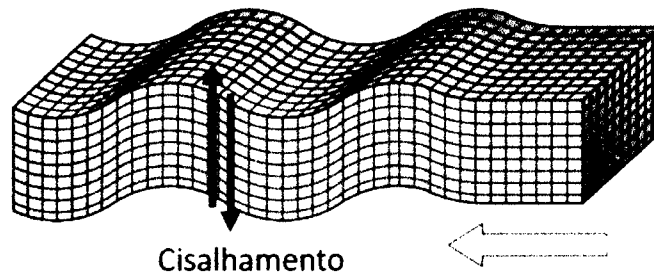


Figura 2.11 Ondas S (adaptado de BRIAUD, 2013).

Além das ondas elásticas em um meio contínuo, existem as ondas superficiais, que são aquelas ondas que se propagam em um semi-espaço e geram movimentos compostos das ondas compressivas e cisalhantes. Similar às ondas Rayleigh, ilustrada na Figura 2.12, existem as ondas Love que possuem características e movimentos parecidos (BRIAUD, 2013). Foge ao escopo deste trabalho um maior detalhamento das ondas superficiais.

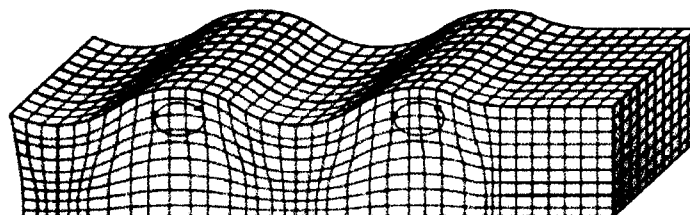


Figura 2.12 Ondas Rayleigh (adaptado de BRIAUD, 2013).

As ondas P são fundamentalmente governadas pela compressibilidade volumétrica do meio, expressa pelo módulo confinado que é intimamente dependente do módulo de compressibilidade volumétrica. Tais ondas se propagam em sólidos e líquidos, e se tratando de solo saturado, a velocidade da onda P está muito próxima da velocidade de propagação da onda P na água. Assim, tanto para solos saturados quanto para solos de comportamentos não drenados, as ondas P não fornecem nenhuma propriedade elástica do solo propriamente dito (BARROS, 1997).

Alternativamente, as ondas S transmitem esforços cisalhantes que por sua vez não se propagam em líquidos (água). Assim, as ondas S definem melhor as propriedades do solo por se tratar da transmissão de esforços somente entre as partículas. Através da velocidade da onda S, é possível medir diretamente o módulo cisalhante do solo mesmo quando saturado ou quando o solo apresentar comportamento não-drenado (BARROS, 1997; BRIAUD, 2013).

2.5 MODELAGEM CENTRÍFUGA DE TALUDES SUBMARINOS

Atualmente, a modelagem física em centrífuga geotécnica tem se tornado um método experimental que permite o estudo de uma ampla gama de problemas geotécnicos sob condições reais de tensão e deformação (ALMEIDA, 1984; MADABHUSHI, 2014; TAYLOR, 1995).

Ensaio em modelos centrífugos fornecem informações necessárias para melhorar o entendimento dos mecanismos básicos de deformação, ruptura e da resposta sísmica de solos, provendo resultados experimentais de referência e essenciais para a validação de modelos numéricos.

Na COPPE/UFRJ já se estuda há mais de 20 anos problemas de engenharia em simulações centrífugas. Neste período foram conduzidos diversos trabalhos não só nas dependências do laboratório de geotecnia da COPPE como em parcerias com outros centros (OLIVEIRA *et al.*, 2016). O tema da modelagem centrífuga é abordado em alguns trabalhos desenvolvidos na COPPE/UFRJ (OLIVEIRA *et al.*, 2016). Este tema será então aqui abordado de forma sucinta.

Uma das grandes vantagens da modelagem centrífuga é a possibilidade de confrontar duas abordagens diferentes de dimensionamento para projeto de estruturas geotécnicas. Uma abordagem clássica, ou tradicional, baseada em fatores de segurança que tenta prever o risco do colapso, ou melhor dizendo, quão arriscado seria tal construção. E outra abordagem chamada de abordagem de resultados, que a partir de instrumentação e acompanhamento do mecanismo de resposta de um modelo físico, avalia o desempenho e assim desenvolvem-se modelos de previsão para um evento futuro ou real.

Geralmente, a modelagem centrífuga tem sido empregada quando as condições de carregamento ou esforços não são claramente conhecidas ou quando se desconhece o modelo constitutivo do solo que seja representativo para o problema (MADABHUSHI, 2014).

Como apresentado por MADABHUSHI (2014), a modelagem centrífuga se estabeleceu como uma importante e confiável ferramenta que ajuda a esclarecer o comportamento geotécnico em diversas condições de contorno. Outra vantagem importante da modelagem centrífuga é a possibilidade de observar o mecanismo real de ruptura do solo sob um estado de tensões próximo do problema real e é a que ganha maior destaque quando se compara a modelagem física em centrífuga com outros tipos de modelagem física.

Outras vantagens da modelagem centrífuga são (MADABHUSHI, 2014; TAYLOR, 1995):

- A possibilidade de investigar problemas complexos com modelos físicos de escala reduzida a partir do aumento do campo gravitacional:
- Uso de instrumentos em miniaturas internos ao modelo físico que registram o comportamento do solo antes, durante e depois do evento simulado:
 - Em laboratório criam-se modelos com acurácia que podem ser facilmente replicados para aumentar a confiança do resultado obtido e do comportamento observado;
 - Podem ser preparados modelos de solo com histórico de tensões conhecidos e controlados;
 - Carregamentos extremos e/ou raros (como por exemplo terremotos) podem ser simulados a partir de atuadores especiais e customizados;

- Sequências construtivas complexas podem ser simuladas a partir de modelos montados em voo e com o histórico de tensões idêntico ao do problema real;

- Assim como outras modelagens físicas, também podem ser construídos modelos de deformação plana e modelos 3-D.

Diversos experimentos têm sido conduzidos com objetivo de entender os escorregamentos submarinos. Na COPPE-UFRJ, PELISSARO (2018) estudou a corrida de detritos ocasionada após a ruptura do talude submarino. GUE (2012) conduziu estudos na mesma linha de pesquisa. Ambos os casos simulam o terreno mole e avaliam o seu potencial de risco às estruturas *offshore*.

Alternativamente, pesquisas como as de PARK & KUTTER (2015) e DERKX *et al.* (2006) têm estudado a resistência de taludes submarinos através de simulações sísmicas/dinâmicas em centrífuga, o que de fato estimulou o desenvolvimento deste presente estudo.

2.5.1 Leis de escalas para modelagem centrífuga

O princípio fundamental da modelagem física em centrífuga é estabelecer um modelo de escala reduzida, com resistência e rigidez similares a um determinado protótipo. Modelos de solo são submetidos à centrífuga de modo a serem conduzidos para um campo inercial maior do que o campo gravitacional terrestre, através de uma aceleração radial ($a_r = \omega^2 \cdot d/2$). Ao aumentar em N vezes a aceleração gravitacional de um modelo em escala 1/N é possível recriar níveis de tensão e deformação compatíveis ao protótipo (SCHOFIELD, 1980).

Uma amostra de solo acelerada em centrífuga tem a superfície livre de tensões e um perfil de tensões verticais que aumenta diretamente com a profundidade, proporcionalmente relacionada com o peso específico da amostra e com campo de aceleração criado, ou seja, $N \cdot g$. Assim, em um modelo corretamente planejado, uma profundidade h_m possui exatamente o mesmo nível de tensões do protótipo a uma profundidade h_p , onde $h_p = N \cdot h_m$, sendo N o fator de escala.

Tal relação da altura do modelo com a altura de protótipo estabelece a lei básica de escalas em modelos centrífugos, e assim derivam-se as outras apresentadas na Tabela 2.1. Em resumo, para obter equivalência de tensões entre o modelo centrífugo e o protótipo, as dimensões lineares devem ser reduzidas N vezes, e o modelo submetido a uma aceleração N vezes da 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 2.13).

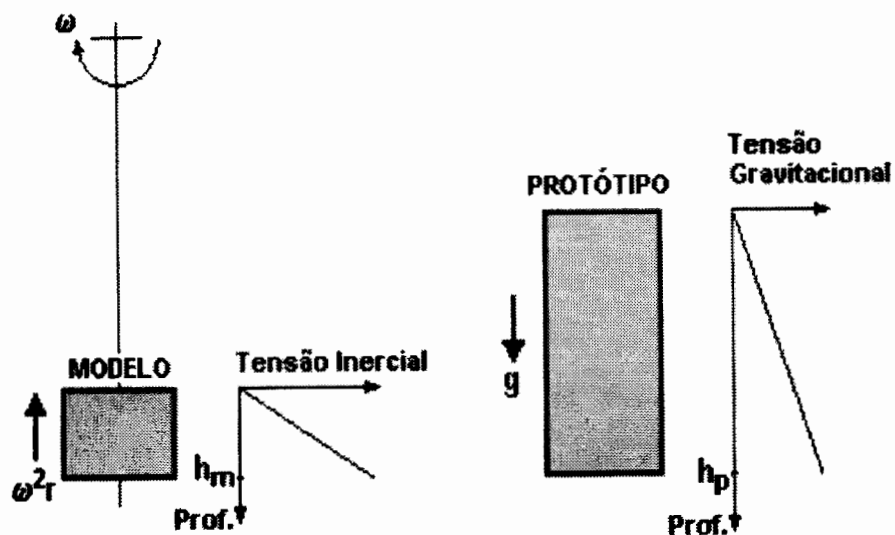


Figura 2.13 Correspondência entre a tensão inercial em um modelo centrífugo e a tensão gravitacional em um protótipo (TAYLOR (1995) apud NOREÑA (2015)).

Diferentemente da prática comum em Mecânica de Solos quando assume-se a aceleração da gravidade constante e uniforme durante uma análise de comportamento de solos, na modelagem centrífuga isso pode incorrer certas implicações. Devido ao alto campo gravitacional criado para permitir a similitude entre o modelo e o protótipo, ao longo da altura do modelo há uma variação da aceleração, proporcional ao raio de giro da centrífuga, que deve ser minimizada. Dessa forma, a aceleração na superfície do modelo é menor do que na base.

Comparando as tensões no modelo e no protótipo, encontra-se que a $2/3$ da altura do protótipo e do modelo, as tensões verticais são numericamente iguais (conforme pode ser visto na Figura 2.14). Sabendo desta igualdade, adota-se o raio efetivo da centrífuga a distância entre o centro de rotação até $2/3$ de h_m afim de minimizar a variação de aceleração ao longo do modelo.

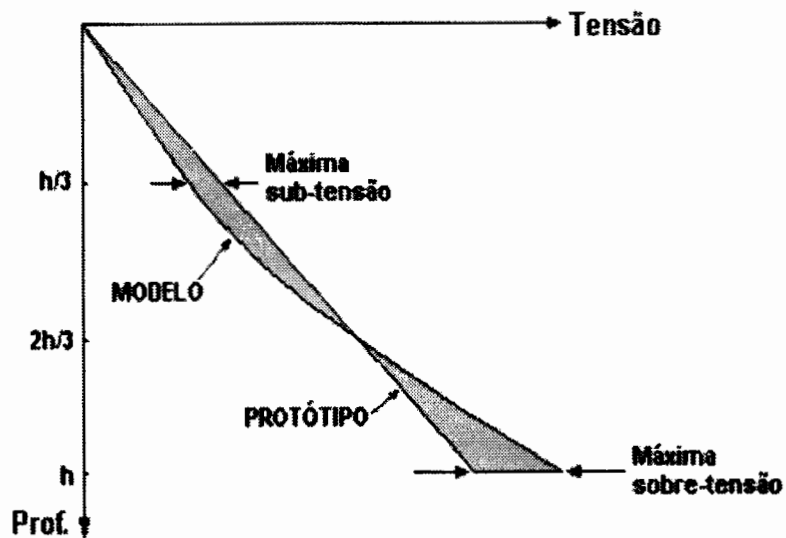


Figura 2.14 Variação de tensões no modelo e no protótipo (TAYLOR (1995) traduzido por NOREÑA, 2015).

Para algumas grandezas as relações de escala são obtidas diretamente, existem outras relações mais complexas que requerem estudos complementares e aprofundados, principalmente as variáveis que são dependentes do tempo. Na Tabela 2.1, são apresentadas as principais relações de escala utilizadas e de relevância para este trabalho.

Tabela 2.1 Principais Leis de escala (MADABHUSHI, 2014).

PARÂMETRO	FATOR DE ESCALA (MODELO/PROTÓTIPO)
Aceleração (centrífuga e sísmica)	N
Comprimento, deslocamento	1/N
Tensão, pressão	1
Deformação	1
Massa	1/N ³
Densidade	1
Peso específico	N
Força	1/N ²
Tempo (dinâmico)	1/N
Tempo (adensamento/difusão)	1/N ²
Tempo (fluência)	1
Velocidade do fluido dos poros	N
Velocidade (dinâmica)	1
Frequência	N

2.5.2 Propriedades dinâmicas do solo em centrífuga geotécnica

Recentemente, ensaios de caracterização geotécnica em voo, tais como ensaios de palheta, *T-bar*, cone e métodos sísmicos (*Air Hammer Test*), têm sido ambientados à modelagem centrífuga, para prover medições confiáveis das propriedades dos solos. Nas últimas três décadas, *Bender Elements* (BE) têm sido incorporados em equipamentos de ensaios geotécnicos convencionais (p.ex., ensaios triaxiais, edométricos e de cisalhamento simples) para a obtenção de parâmetros geotécnicos tais como a rigidez cisalhante e a densidade do solo. Mais recentemente a modelagem centrífuga tem adotado essa prática para a caracterização em voo de diversos materiais (EL-SEKELLY *et al.*, 2013; EL-SEKELLY *et al.*, 2014).

Ensaio de *Bender Elements* (BE) em centrífuga geotécnica fornecem uma estimativa da velocidade de onda cisalhante, permitindo obter uma aproximação do módulo de cisalhamento máximo para pequenas deformações ($G_{\text{máx}}$), para compatibilidade e validação dos modelos centrífugos com modelos computacionais (LEE & SANTAMARINA, 2005).

3 COMPRESSIBILIDADE E RESISTÊNCIA DO CAULIM

Este capítulo aborda a caracterização do solo utilizado, definida pelas caracterizações física (ensaios de compressibilidade e de resistência), química e mineralógica.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O solo selecionado foi o caulim *Speswhite (SK)*, de origem industrial, utilizado na produção de cerâmicas e amplamente empregado em modelagem física em centrífuga. O material é produzido pela indústria IMERYS INC.

A caracterização do solo consistiu nos ensaios de limites de Atterberg, densidade real das partículas, granulometria, análise mineralógica por difração de raio-X e análise físico-química por ataque sulfúrico.

Os limites de consistência, como também são chamados os limites de Atterberg, foram avaliados de acordo com norma NBR 6459 para ensaio de Limite de Liquidez (w_L) (ABNT, 1984a), e o ensaio de Limite de Plasticidade (w_p) de acordo com norma NBR 7180 (ABNT, 1984b). Os valores encontrados foram de 62% para o limite de liquidez e de 23% para o limite de plasticidade, resultando em um índice de plasticidade (I_p) de 39%.

A distribuição granulométrica das partículas foi determinada segundo norma NBR 7181 (ABNT, 1984c) e sua distribuição gráfica é apresentada no Anexo A. Segundo análise granulométrica, o caulim em estudo tem 100% de suas partículas passantes na peneira #200, sendo 50% de suas partículas classificadas como silte e os outros 50% como argila, sendo assim caracterizado pelo sistema unificado de classificação de solos como argila inorgânica de alta plasticidade.

A análise mineralógica por difração de raio-X, realizada no Centro de Tecnologia Mineral (CETEM-MCTIC), identificou-se o argilo-mineral caulinita em maior quantidade e também a presença dos minerais quartzo e muscovita. O difratograma é apresentado no Anexo A desta dissertação.

A análise química, baseada no Manual de Métodos de Análise de Solo (EMBRAPA, 2017), indicou que o solo possui predominância de cargas negativas, pois o seu pH em solução de H₂O (4,6) é maior do que solução de HCl (3,8). Aproximadamente 11% do material quando submetido a 550 °C é calcinado e perdido. Submetida ao ataque sulfúrico, o solo estudado possui aproximadamente 39% de Sílica, 25% de Alumínio e 0,6% de Ferro. Conseqüentemente os índices de intemperismo, Ki e Kr, são 2,8 e 2,7 respectivamente, que representam valores característicos da caulinita.

3.2 MATERIAL UTILIZADO E METODOLOGIA

3.2.1 Preparação e transporte das amostras

Conforme apresentado na capítulo 3 deste trabalho, o solo utilizado é um material industrializado, previamente seco e assim deve ser misturado com água deaerada para obter sua consistência e representatividade ao solo em seu estado saturado. A mistura com a água foi feita no misturador da COPPE/UFRJ, com umidade equivalente a uma vez e meia o Limite de Liquidez, que para esta amostra de caulim é igual a 94% de umidade, a fim de garantir a trabalhabilidade do material, conforme reportado em diversas pesquisas com esse tipo de solo pela técnica de lama.

Para o adensamento da lama utiliza-se o equipamento denominado de adensômetro (Figura 3.1). O equipamento possibilita a fabricação de amostras sobreadensadas com tensão vertical máxima de até 400kPa. Tal equipamento é composto por uma prensa pneumática com pistão, uma central de comando e controle, uma célula de carga e medidor de deslocamento vertical, que permite o acompanhamento e controle do adensamento da amostra.

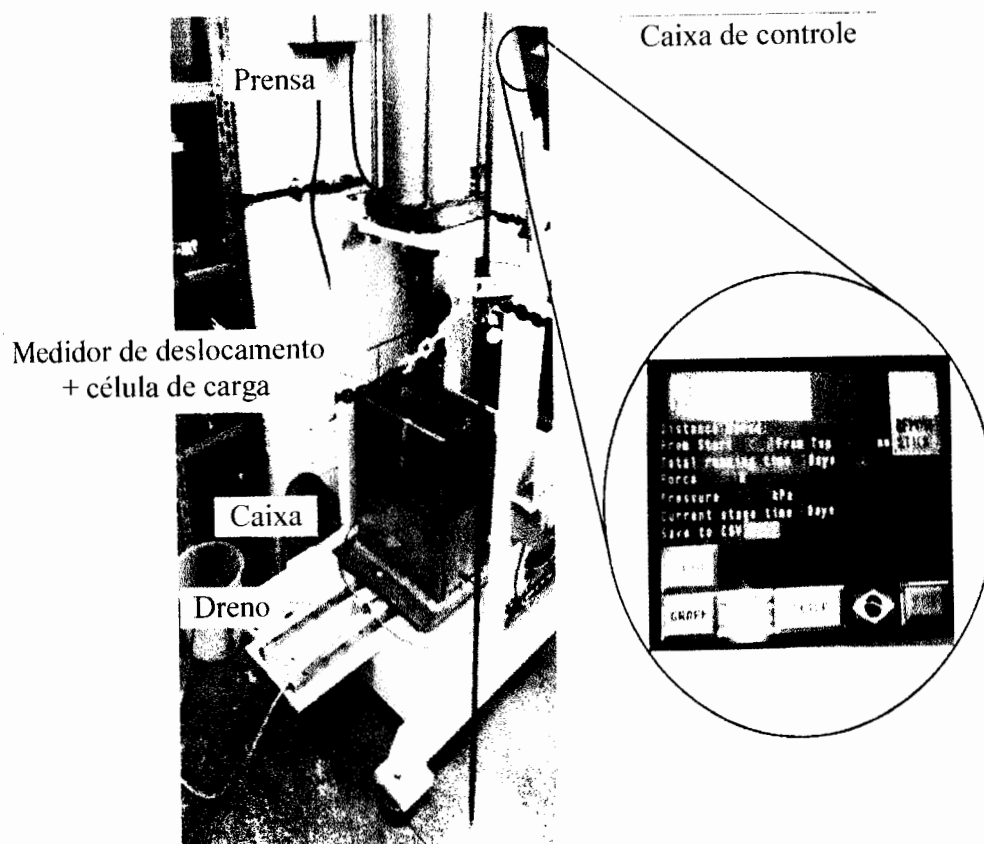


Figura 3.1. Adensômetro com sua tela de controle.

Para o adensamento, utiliza-se uma caixa composta por placas de aço que juntas formam um prisma de 38cm de altura (H), 18cm de largura (B) e 30cm de comprimento (L) (Figura 3.2). A caixa, que é utilizada no Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga da COPPE-UFRJ, requereu adaptações para que houvesse um ajuste da largura do prisma com a largura do êmbolo e a tensão máxima aplicada pela prensa do adensômetro.

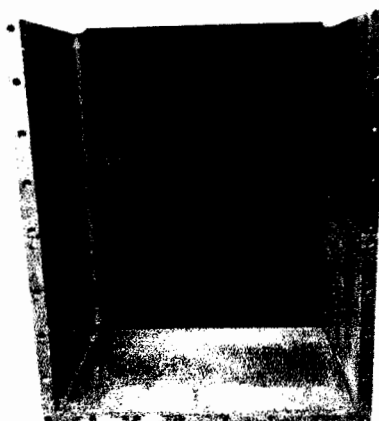


Figura 3.2 Caixa usada no adensômetro.

O ajuste foi realizado com placas de acrílico de 3cm de espessura que reduziram a largura da amostra para 12cm (Figura 3.3). Tanto as placas de aço quanto as placas de acrílico foram dimensionadas a fim de não permitir deformações e para que toda a carga aplicada seja conduzida integralmente para a amostra.

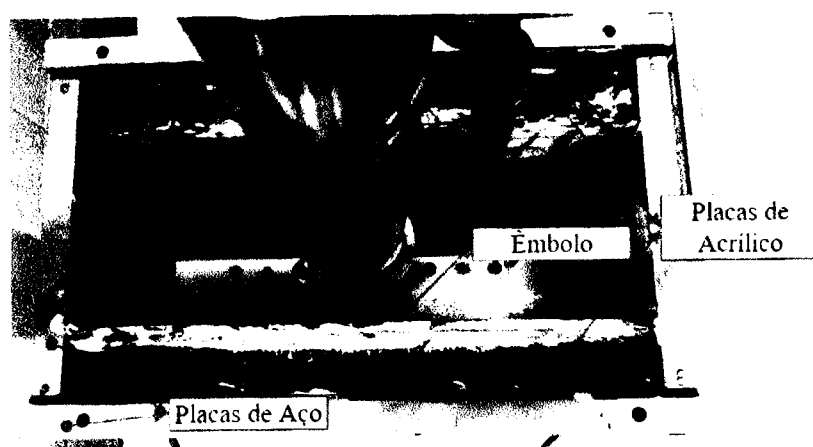


Figura 3.3 Vista superior durante adensamento da amostra.

A caixa é preparada de acordo com modelo proposto de drenagem e transferência de carga (Figura 3.4). É utilizado sistema de espaçamento e drenagem no fundo da caixa para garantir o fluxo de água para as saídas de drenagem. Na face superior também se utiliza papel filtro para uniformizar o fluxo de saída de água para as aberturas existentes no êmbolo.

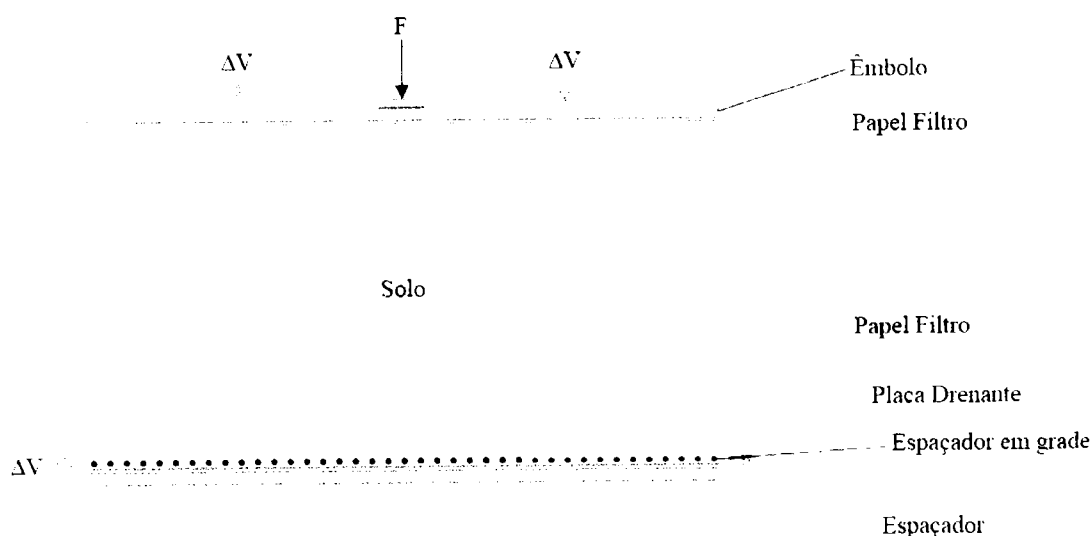


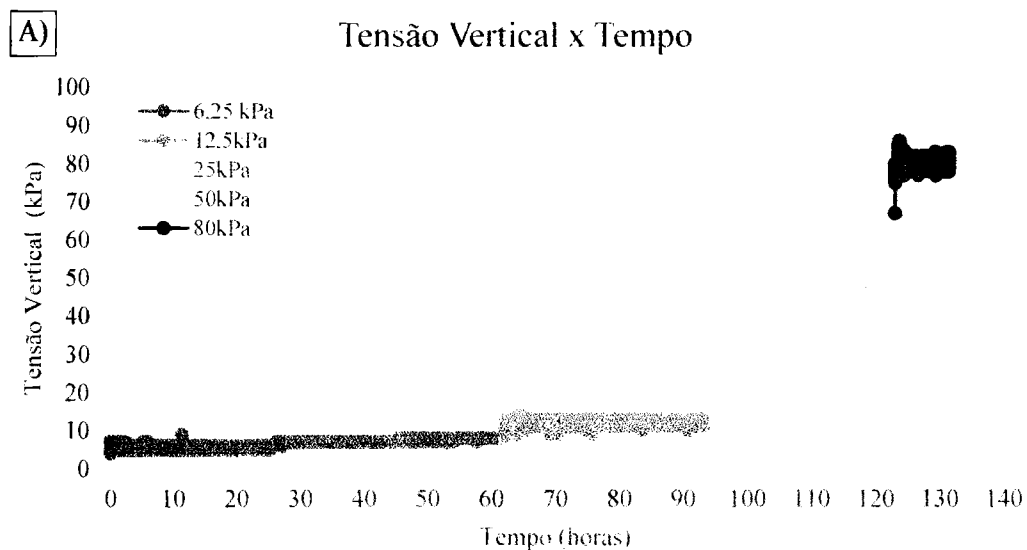
Figura 3.4 Esquema de drenagem da amostra em adensômetro.

Na sequência de preparação da caixa, aplica-se fluido lubrificante em toda face interna de contato com o solo, para que a carga aplicada seja transferida para o solo em sua totalidade, sendo o atrito lateral interno o mínimo possível.

Após o preparo da caixa do adensômetro, é inserida a “lama” de solo até uma altura de aproximadamente 19cm, altura estimada para que ao final do processo de adensamento a amostra tenha altura suficiente (aproximadamente 13 cm) para permitir a moldagem de corpos de prova para os ensaios de laboratórios (triaxiais, edométrico e coluna ressonante).

Durante todo o processo, são mantidos saturados os canais inferiores de drenagem e o êmbolo submerso, afim de garantir a saturação da amostra durante o adensamento no adensômetro.

O adensamento da amostra foi dividido em cinco estágios de carga: 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa e 80kPa. Assim, a amostra deve apresentar uma tensão de pré-adensamento igual ou inferior a 80kPa, pois parte da carga é transferida para as laterais da caixa por atrito. A duração de cada etapa de carregamento varia de acordo com a Teoria do Adensamento admitindo-se um grau de adensamento (U) mínimo de 90%, com base nos resultados de compressibilidade apresentados na seção 3.3 deste trabalho. Na Figura 3.5 (a) é apresentado o gráfico de tensão vertical x tempo e na Figura 3.5 (b) o gráfico de recalque x tempo da amostra fabricada.



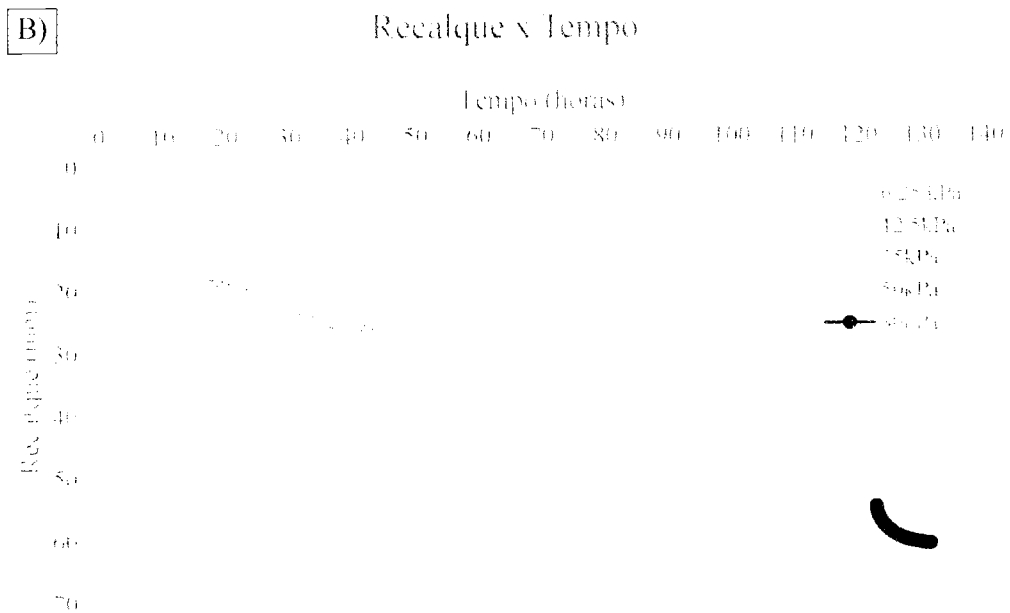


Figura 3.5 Gráfico de controle da fabricação de amostras no adensômetro: A) Carregamento com o tempo e B) Recalque com o tempo.

Concluído o adensamento, a amostra é retirada da caixa (Figura 3.6). Para os ensaios de laboratório descritos na seção 3.3 e 3.4, procedeu-se à talhagem dos corpos de prova na dimensão desejada. Para a realização dos ensaios de Coluna Ressonante (que serão abordados no capítulo 4 deste trabalho), a amostra do adensômetro foi colocada em superfície rígida e embalada com filme PVC a fim de conservar a umidade.

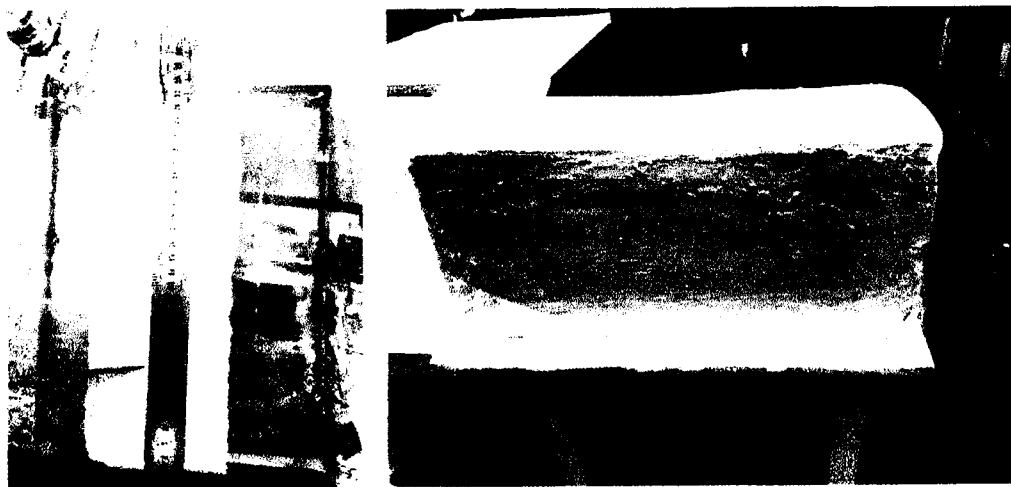


Figura 3.6. Amostra após o adensamento e embalada em filme PVC.

A amostra foi colocada em depósito de isopor (Figura 3.7) umedecido e acolchoado para transporte de carro para o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT. Chegando ao destino, a amostra foi acondicionada em câmara úmida para a adequada conservação.

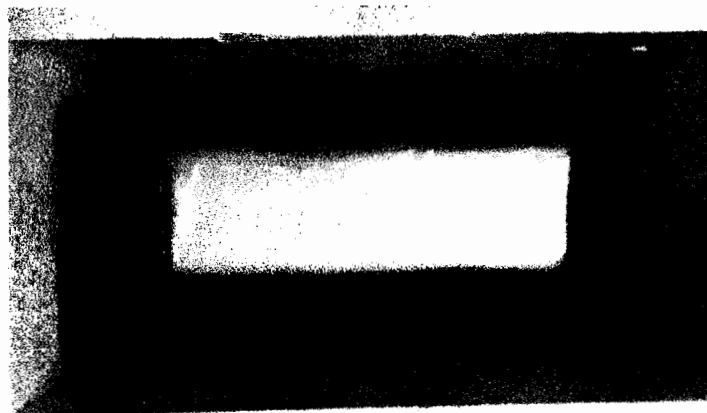


Figura 3.7. Amostra pronta para transporte.

3.3 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Como parte integrante da caracterização estática, foram realizados ensaios de adensamento edométrico ou uni-dimensional, e de adensamento isotrópico. Os ensaios de adensamento edométrico e de adensamento isotrópico seguiram os procedimentos usuais adotados no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ baseados nas normas da ABNT para os referidos ensaios.

Os ensaios de adensamento edométrico foram realizados em uma amostra com umidade inicial (w_i) igual a 93,5%, o que corresponde a 1,5 vezes o limite de liquidez, sendo esta condição ($w = 1,5w_L$) muito usada em ensaios de modelos centrífugos e chamada de amostra “Lama”. E outra amostra preparada em adensômetro com 80kPa de tensão vertical máxima que resultou numa umidade após o adensômetro de 53,4%.

A Figura 3.8 apresenta as curvas de variação de índice de vazios e coeficiente de adensamento vertical com a tensão efetiva vertical aplicada. O resultado completo deste ensaio encontra-se no Anexo B.

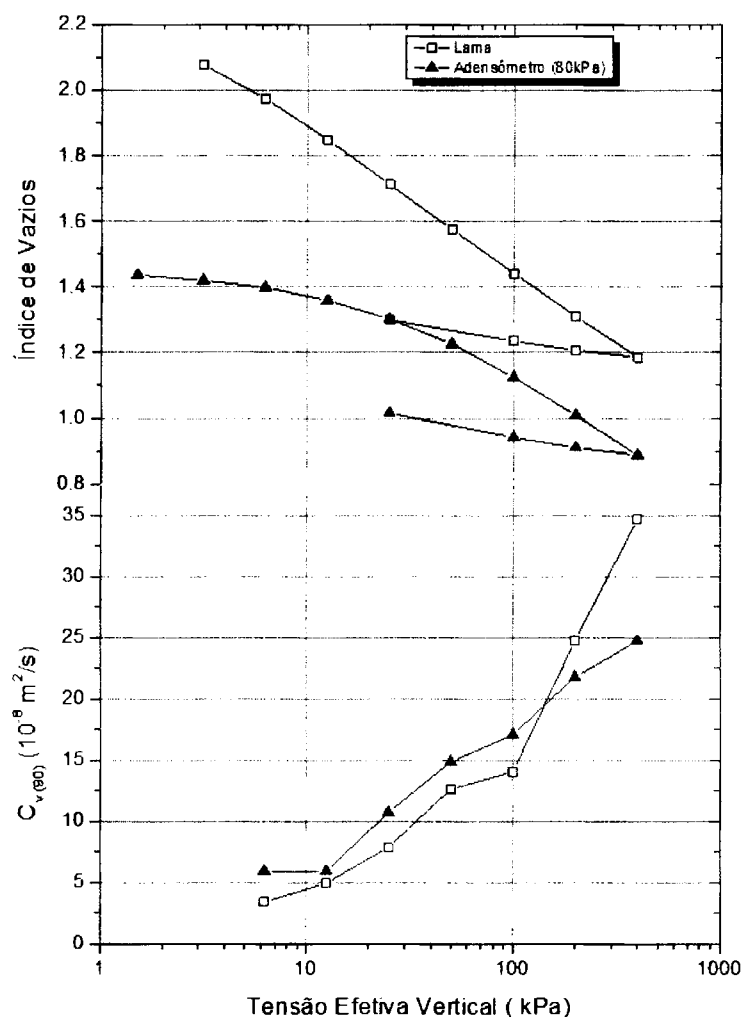


Figura 3.8 Ensaios de adensamento edométrico em amostras de lama e previamente adensadas em adensômetro: variações do índice de vazios e do coeficiente de adensamento vertical.

Os resultados apresentados na Figura 3.8 indicam curvas separadas tendo em vista a diferença de umidade inicial (e conseqüentemente o índice de vazios inicial) das amostras. Observa-se também o esperado paralelismo do trecho de compressão virgem. No que diz respeito ao coeficiente de adensamento (c_v), observa-se a proximidade de valores dos dois ensaios, com exceção do último estágio.

Pelo método Pacheco-Silva a máxima tensão vertical de adensamento, é de aproximadamente 30kPa. Tal tensão é inferior a tensão aplicada e pode estar relacionada a não transferência integral da carga aplicada para o solo. A perda de tensão pode estar relacionada ao atrito lateral do embolo com as paredes da caixa.

Através da curva apresentada na Figura 3.8, podem ser determinados os coeficientes angulares das retas de compressão virgem e de descompressão, denominados de índices de compressão (C_c) e índice de descompressão (ou de expansão) (C_s). Estes parâmetros, apresentados na Tabela 3.1, servem para estimar os índices de compressão “ λ ” e “ κ ” da teoria dos estados críticos, e que se relacionam de acordo com as equações abaixo (ATKINSON & BRANSBY, 1978):

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3.1)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (3.2)$$

O adensamento isotrópico visa avaliar a compressibilidade do solo na condição hidrostática, ou seja, correspondente à linha de adensamento isotrópico (lai) definida pela equação:

$$v = N - \lambda \ln(p') \quad (3.3)$$

onde N é o volume específico para $p' = 1$ kPa, sendo λ alternativamente calculado como o coeficiente angular do trecho de compressão virgem da linha de adensamento isotrópico, e:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} \quad (3.4)$$

$$v = 1 + e \quad (3.5)$$

O adensamento isotrópico foi realizado na câmara do ensaio triaxial ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_c = p'$), onde foram feitas leituras de variação de volume e das tensões confinantes σ'_c . Neste ensaio foram aplicados os estágios de carga de 50kPa, 100kPa, 200kPa, sendo descarregado até 50kPa e então recarregado até 400kPa, sendo medido a variação do volume ao longo de todo o ensaio. Para a obtenção dos parâmetros λ e κ , que são os coeficientes angulares das retas da “LAI” e da linha de descompressão-recompressão (LDR), é utilizado o valor da variação volumétrica ao final de cada estágio de adensamento como apresentado na Figura 3.9.

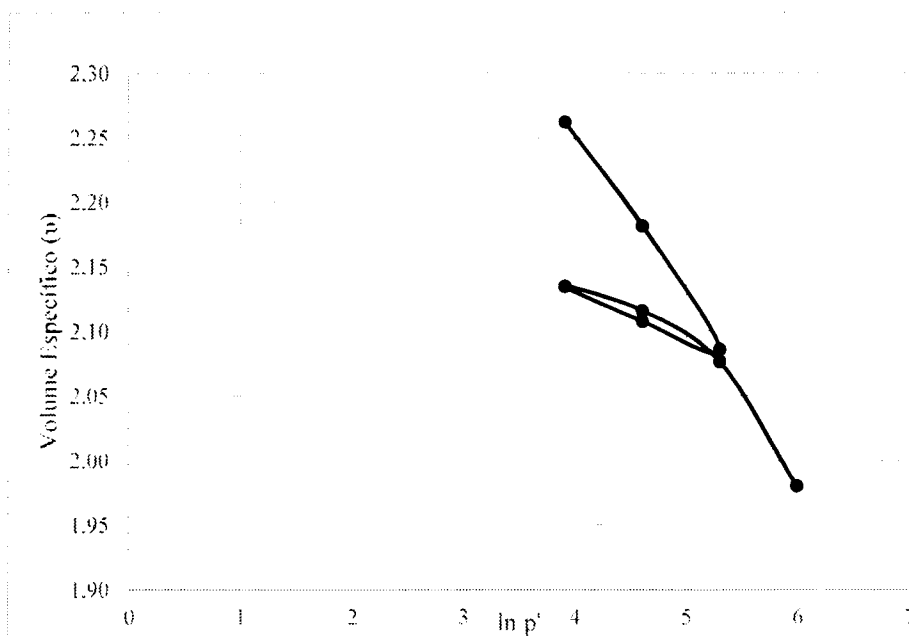


Figura 3.9 Variação do volume específico (v) durante o adensamento isotrópico.

Os parâmetros obtidos no ensaio de adensamento isotrópico são encontrados através de aproximação linear de cada par (v ; $\ln p'$) de estágios correspondentes a compressão virgem ou de descarregamento-recarregamento (no anexo B são apresentados os resultados do ensaio de adensamento isotrópico).

A Tabela 3.1 compara os parâmetros obtidos pelos diferentes ensaios e suas devidas correlações para os parâmetros indiretos.

Tabela 3.1 Parâmetros de compressibilidade obtidos.

Parâmetro	Lama -1D	Amostra Adensômetro (80kPa)	
		1D	Isotrópico
C_c	0,438	0,395	-
C_s	0,103	0,116	-
λ	0,190	0,172	0,145
κ	0,045	0,050	0,039
N			2,706
w_i (%)	93,5	53,4	

Os resultados apresentados na Tabela 3.1 confirmam a convergência dos resultados citada anteriormente entre a lama e a amostra do adensômetro no âmbito da compressibilidade. Observa-se que o uso das equações 3.1 e 3.2 superestimam os coeficientes λ e κ , porém na ausência do ensaio de adensamento isotrópico podem ser utilizados como uma estimativa (ATKINSON & BRANSBY, 1978).

3.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

O ensaio de compressão triaxial permite a obtenção dos parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ') reproduzindo os estados de tensão que podem ser encontrados em campo. Nesta pesquisa são abordados somente os ensaios triaxiais de compressão não drenados pois se trata de um solo argiloso onde se tem um maior interesse em seu comportamento não drenado por ser o comportamento mais crítico. Os ensaios triaxiais não drenados podem ser do tipo CIU e CAU (do inglês Consolidated, Anisotropic and Undrained), também chamado de CK_oU , sendo este caracterizado por ter a etapa de adensamento, anisotrópica, mantendo a anisotropia até o início da fase de ruptura.

A anisotropia é quantificada pela razão entre a tensão confinante horizontal e a tensão vertical aplicada, a esta razão chamamos de K_o ou coeficiente de empuxo no repouso, tão somente quando o seu estado de tensão se refere ao estado de repouso e é dado pela equação 3.6:

$$K_o = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.6)$$

O ensaio CAU é comumente realizado porque, na maioria das situações de campo, o solo encontra-se em estados de tensões anisotrópicas devido à sua formação ou histórico de carregamento, logo este ensaio permite obter os parâmetros de resistência do solo nestas situações. Deve-se enfatizar que no caso de adensamento anisotrópico (caso real de campo), o OCR é dado por:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v \text{ máx}}}{\sigma'_{v}} \quad (3.7)$$

No caso das argilas normalmente adensadas, o valor de K_o varia em torno de 0,5 a 0,7. Resultados de laboratório indicam que ele é tanto maior quanto maior for o índice de plasticidade do solo (PINTO, 2006), podendo ser obtido através da formulação de JAKY (1944).

$$K_{o \text{ n.a.}} = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (3.8)$$

Esta equação (3.8) é baseada em formulações teóricas e dados experimentais, sendo uma função do ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ'), o qual pode ser obtido de ensaios triaxiais CU ou CD.

No caso das argilas sobreadensadas, o coeficiente de empuxo no repouso é maior do que nas argilas normalmente adensadas, e tanto maior quanto maior o OCR. Isto ocorre porque ao aliviar a carga vertical no solo, o atrito entre as partículas de solo impede que a tensão horizontal seja também aliviada (PINTO, 2006). Sendo assim, MAYNE & KULHAWY (1982) reformularam a formulação de JAKY (1944) de forma a incluir este comportamento, apresentado abaixo:

$$K_{o\ s.a.} = K_{o\ n.a.} \cdot OCR^{\text{sen}(\phi')} \quad (3.9)$$

Para realização dos ensaios triaxiais, o corpo de prova de solo foi moldado em formato cilíndrico com 10cm de altura e 5cm de diâmetro.

Nesta pesquisa foram realizados 8 ensaios de compressão triaxial do tipo CAU, sendo 4 ensaios realizados na condição normalmente adensada com tensões verticais de 100, 200, 300 e 400kPa, e 4 ensaios realizados na condição sobreadensada, com diferentes razões de sobreadensamento (OCR igual a 1,5; 2; 2,5 e 3,5).

Os ensaios sobreadensados consistem em duas fases de adensamento do corpo de prova, sendo a primeira fase com uma tensão vertical definida (neste caso 400kPa) e tensão horizontal determinada pelo $K_{o\ n.a.}$ pois ainda não foi gerado nenhum sobreadensamento. Na segunda fase as tensões são calculadas pelo OCR desejado segundo a equação (3.9) que impõe consequentemente a tensão horizontal.

A Figura 3.10 apresenta a envoltória de resistência dos ensaios normalmente adensados, obtendo-se o ângulo de atrito igual a $23,7^\circ$ para a condição de estado crítico. Este valor é próximo de $\phi'_{cv} = 23^\circ$ referenciado em ALMEIDA (1984) para o mesmo material estudado e usado para estimativas preliminares dos valores de K_o adotados na série de ensaios CAU normalmente adensados. Os valores de K_o para os ensaios CAU sobreadensados são apresentados na Tabela 3.2. Adotou-se como premissa $\phi'_{cv} = \phi'$ para fins de estimativa dos valores de K_o fornecidos pelas equações 3.8 e 3.9. As curvas tensão-deformação e demais resultados dos ensaios CAU são apresentados no Anexo C deste trabalho.

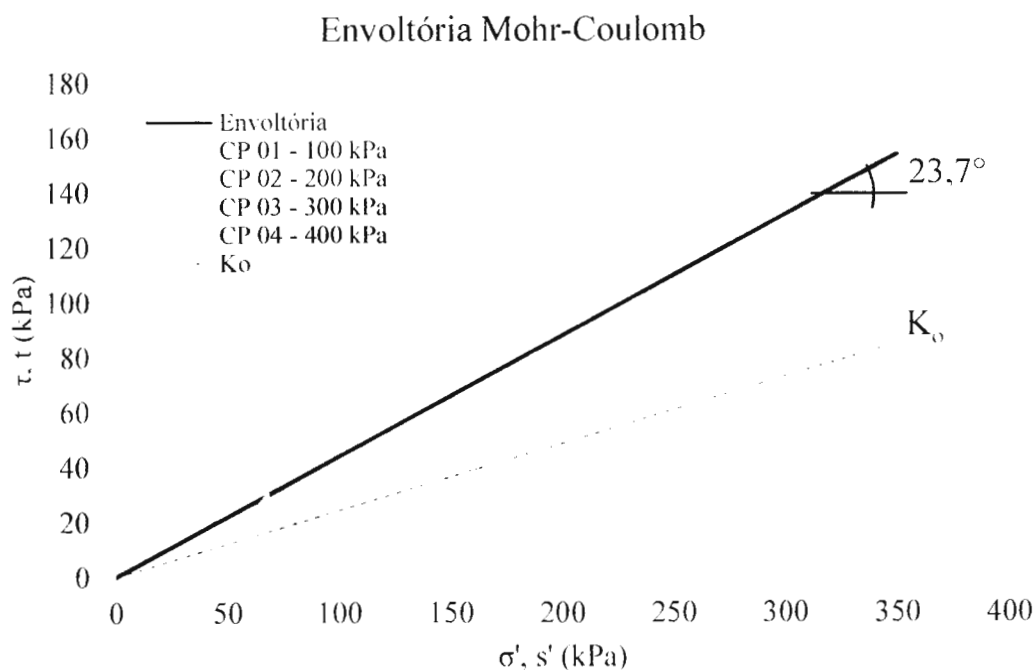


Figura 3.10 Envoltória de resistência no estado crítico da série normalmente adensada.

As trajetórias de tensões dos ensaios CAU sobreadensados e os correspondentes círculos de Mohr para a condição de estado crítico são apresentadas no Anexo C. Ainda na série sobreadensada obteve-se um valor de ângulo de atrito de estado crítico igual a $20,6^\circ$ para a condição, um pouco inferior ao obtido para a série de ensaios normalmente adensados (ver Figura 3.10). Os ângulos de atrito apresentados foram obtidos através da interpolação das coordenadas da trajetória de tensões (no eixo $s' : t$) referente ao estado crítico e convertido para o sistema das tensões principais ($\sigma : \tau$).

Há incertezas quanto a ocorrência do estado crítico, apresentado pela obtenção de diferentes ângulos de atrito, que podem estar relacionadas a lubrificação de topo e base no ensaio triaxial e evidenciadas quando analisadas as curvas tensão-deformação apresentadas no Anexo C.

Na Tabela 3.2, são apresentados os resultados obtidos nas duas séries de ensaios triaxiais, normalmente adensados e sobreadensados, usados para determinar a variação de resistência não drenada (S_u) com o OCR e tensão efetiva vertical.

Tabela 3.2 Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais não-drenados.

	S_u	σ'_v	S_u/σ'_v	OCR	K_o
CP - 01	32,08	100,00	0,32	1,00	0,61
CP - 02	47,05	200,00	0,24	1,00	0,61
CP - 03	64,81	300,00	0,22	1,00	0,61
CP - 04	102,76	400,00	0,26	1,00	0,61
CP - 05	53,68	113,00	0,48	3,54	1,00
CP - 06	58,78	160,00	0,37	2,50	0,87
CP - 07	64,89	200,00	0,32	2,00	0,80
CP - 08	77,71	266,67	0,29	1,50	0,71

A partir dos resultados dos ensaios CAU foi estabelecida a relação entre a resistência não drenada referente ao estado crítico do solo, sob determinada tensão efetiva vertical, e a respectiva razão de sobreadensamento do solo. Esta análise, feita através do método SHANSEP proposto por LADD & FOOTT (1974) e com respaldo no modelo *CAM-CLAY* (WOOD, 1990), estabelece a equação 3.10 que já é difundida e aplicada em diferentes casos de previsão de resistência não-drenada.

$$S_u = K \cdot \sigma'_v \cdot OCR^m \quad (3.10)$$

onde os coeficientes K e m são por definição o coeficiente angular e o expoente da reta obtida por regressão linear no gráfico " S_u/σ'_v versus OCR" em escala logarítmica, conforme apresentado na Figura 3.11 e proposto por ALMEIDA (1982).

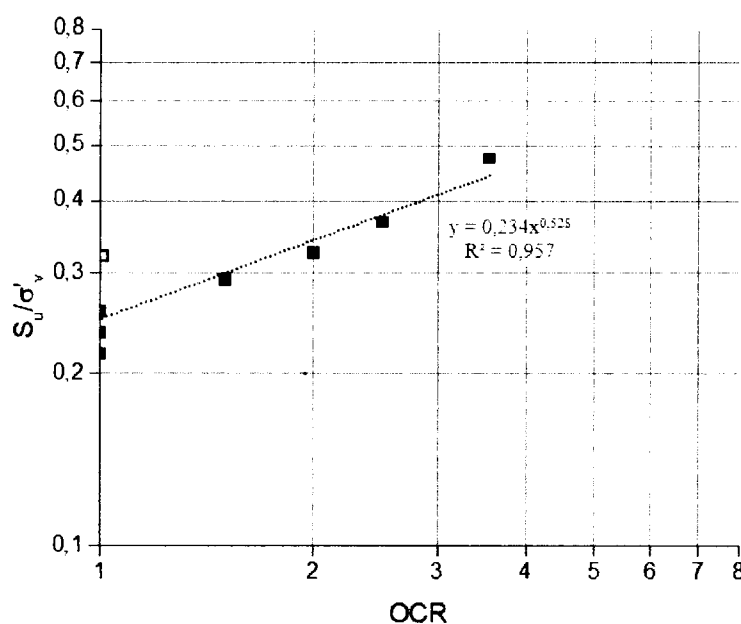


Figura 3.11 Determinação gráfica dos parâmetros do modelo de previsão de resistência não drenada.

A base de dados da Figura 3.11 não considerou o resultado de S_u/σ'_v obtido no CP-01, pois o mesmo tinha tensão confinante muito próxima da tensão efetiva vertical aplicada na fabricação da amostra em adensômetro que poderia ser influenciado devido a resquícios do histórico de tensões induzido no adensômetro. Inclusive, observa-se que o resultado de $S_u/\sigma'_v = 0.32$ obtido no CP-01 diverge dos demais apresentados. A utilização da equação 3.10 forneceu parâmetros $m=0.528$ e $K=0.234$.

3.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM PARÂMETROS DA LITERATURA

O caulim Speswhite, estudado e caracterizado neste trabalho, tem ampla utilização em pesquisas por todo o mundo, sendo utilizado no Instituto Francês de Ciência e Tecnologia em Transportes, Planejamento e Redes (IFSTTAR - Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux), na Universidade do Oeste da Austrália (UWA – University of Western Australia), na Universidade de Cambridge e em pesquisas conduzidas no laboratório de modelagem centrífuga da COPPE-UFRJ. A Tabela 3.3 compara os parâmetros encontrados neste trabalho com a literatura.

Para efeitos de melhor comparação com os dados disponíveis na literatura, o ângulo de atrito ϕ'_{cv} do solo é representado pelo parâmetro M do modelo *CAM-CLAY* que é dado por:

$$M = \frac{6 \text{ sen}(\phi'_{cv})}{3 - \text{sen}(\phi'_{cv})} \quad (3.11)$$

Tabela 3.3 Quadro comparativo dos resultados obtidos com a literatura adaptado de CHAPMAN *et al.* (2007)

Parâmetro	Presente Estudo	ALMEIDA (1984)	CLEGG (1981) & AIREY (1984)	ELMES (1985)	FANNIN (1986)	AL- TABBAA (1987) & PHILLIPS (1988)	SMITH (1993)
w_L (%)	62	69	69	-	-	64	-
w_P (%)	23	38	38	-	-	31	-
I_P (%)	39	31	31	-	-	33	-
G_s	2,615	-	2,61	2,61	-	2,64	-
c_v (10^{-8} m ² /s)	3,4 - 34,7 ^a	-	-	50	-	-	-
M	0,93	0,9	0,84	0,82	0,88	0,9	0,8
λ	0,145-0,190 ^b	0,25	0,21-0,31	0,14	0,25	0,187	0,174
κ	0,039-0,050 ^b	0,05	-	0,03	0,04	0,03-0,06	0,05

^a Valores para faixa de tensões verticais de 6,25kPa a 400kPa

^b Faixa de valores para amostra de Lama e Adensômetro

Γ	2,6	-	3,44	2,87	3,51	3	3,34
$K_{0 \text{ n.a.}}$	0,61	0,69	0,69	-	0,64	0,69	-

3.6 CONCLUSÕES DO CAPITULO

- Através do seu percentual de argila (<0,002mm) de 50% mostra-se que o material não se encontra de acordo com especificação do fornecedor que deveria ser um percentual maior que 80%;
- Através da análise mineralógica o material contém em sua maioria o argilo-mineral caulinita, que é característico do material utilizado como representação de argila;
- Os resultados da análise química mostram que não há intemperismo no material, que é decorrência de ser um material industrial e não natural;
- Os parâmetros de compressibilidade e resistência apresentados são característicos de materiais argilosos e confirmam a representatividade do caulim comparado a solos argilosos;
- A tensão máxima aplicada no adensômetro da COPPE não foi integralmente transmitida para o solo;
- Há incerteza da ocorrência do estado crítico na ruptura dos corpos de prova nos ensaios triaxiais;
- Os resultados do presente estudo apresentados na Tabela 3.1 apresentam-se próximos dos outros valores encontrados na literatura disponível e podem ser utilizados como valores mais recentes nas próximas pesquisas.

4 ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE

O programa de ensaios de Coluna Ressonante (CR) aqui realizado em amostras de caulim *Speswhite* (SK) consistiu na realização de ensaios adensados isotropicamente em duas fases. A fase de carregamento, chamada de normalmente adensada onde cada tensão confinante é a máxima tensão aplicada. E a fase de descarregamento, também chamada de série sobreadensada (OCR de 2, 4, 7,85 e 15,7), pois sua tensão confinante já não é a máxima aplicada no mesmo corpo de prova. Os ensaios foram realizados em cooperação com o Instituto de Pesquisas Tecnológica – IPT, instituto este que realiza ensaios de CR desde 1980 (BARROS *et al.*, 2007).

A ênfase do capítulo é a caracterização dinâmica por meio do ensaio de coluna ressonante, onde será abordada a sua concepção, o procedimento de ensaio e os resultados obtidos.

O processo de fabricação adotado para as amostras do ensaio de coluna ressonante foi o mesmo utilizado no processo de fabricação para os ensaios convencionais de laboratório (descrito na seção 3.2.1). Entretanto, devido aos equipamentos serem diferentes (ensaios convencionais – Capítulo 3 e ensaio de coluna ressonante – Capítulo 4) os corpos de prova para os ensaios de CR foram talhados com 3,5 cm de diâmetro por 8 cm de altura. Na primeira tentativa de realizar o ensaio, percebeu-se que a amostra estava com baixa consistência, deformando-se sob seu peso próprio. Estima-se que o transporte pode ter causado alguma alteração devido à vibração durante o transporte e por conseguinte ter dissipado o excesso de poro pressão negativa na amostra. Assim, decidiu-se realizar um adensamento isotrópico sob tensão confinante de 150kPa, para que posteriormente fossem talhados os corpos de prova no tamanho adequado do ensaio. O processo de fabricação de amostra sob adensamento isotrópico foi o mesmo descrito em BARROS *et al.* (2007).

4.1.1 O equipamento de CR e a medição das variáveis de interesse

O ensaio de CR consiste essencialmente na aplicação de vibrações senoidais de compressão e/ou de torção, que resultam em deformações cisalhantes muito pequenas (da ordem de 10^{-5} a 10^{-2} %) a um corpo de prova cilíndrico, previamente submetido a uma tensão confinante em uma câmara triaxial.

A Figura 4.1 apresenta o esquema do fluxo de informações e resultados relacionados ao ensaio de CR. Na Figura 4.2 pode-se identificar todos os equipamentos envolvidos no aparato (sem a câmara triaxial), também chamado de Aparato de Drnevich. Nesta figura visualiza-se a barra de calibração de aço em substituição do corpo de prova de solo. São apresentados os equipamentos envolvidos no ensaio de CR somente para medição das vibrações na horizontal, que provocam no corpo de prova deformações de torção.

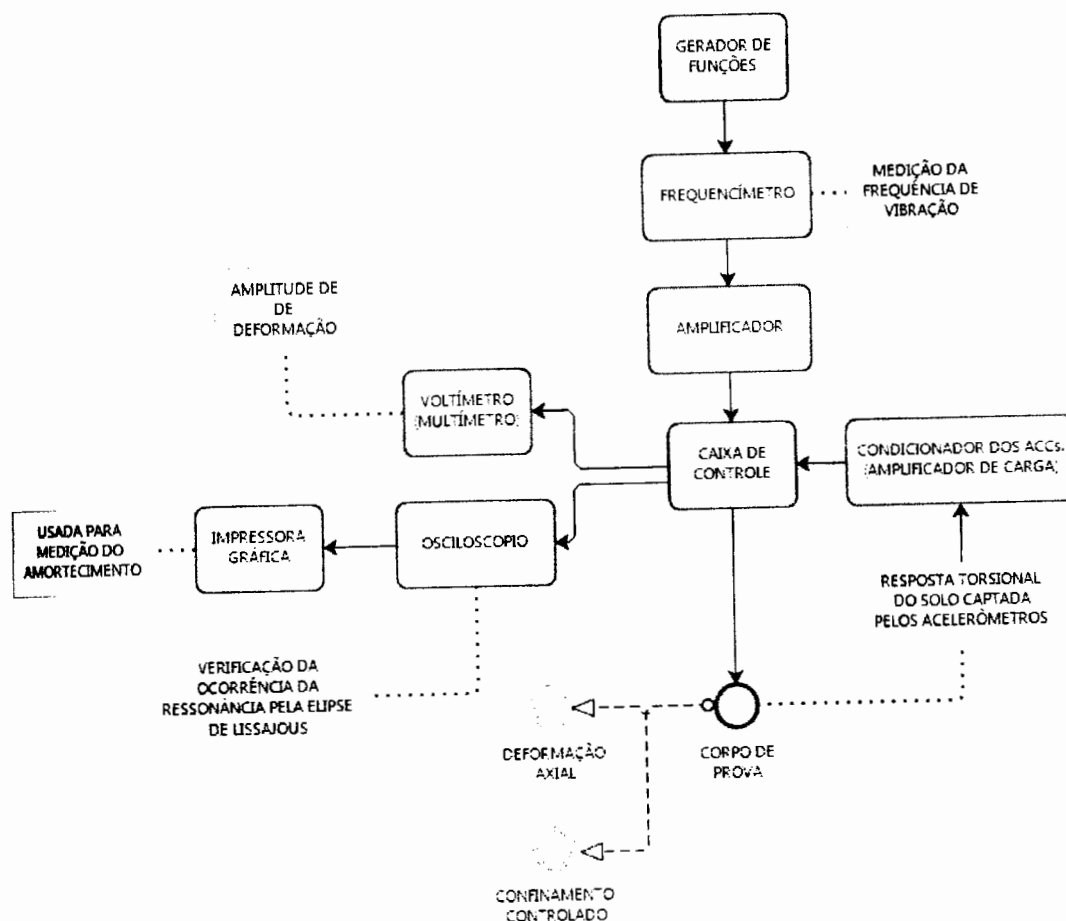


Figura 4.1. Ensaio de Coluna Ressonante: esquema de funcionamento (adaptado de BARROS, 1997).

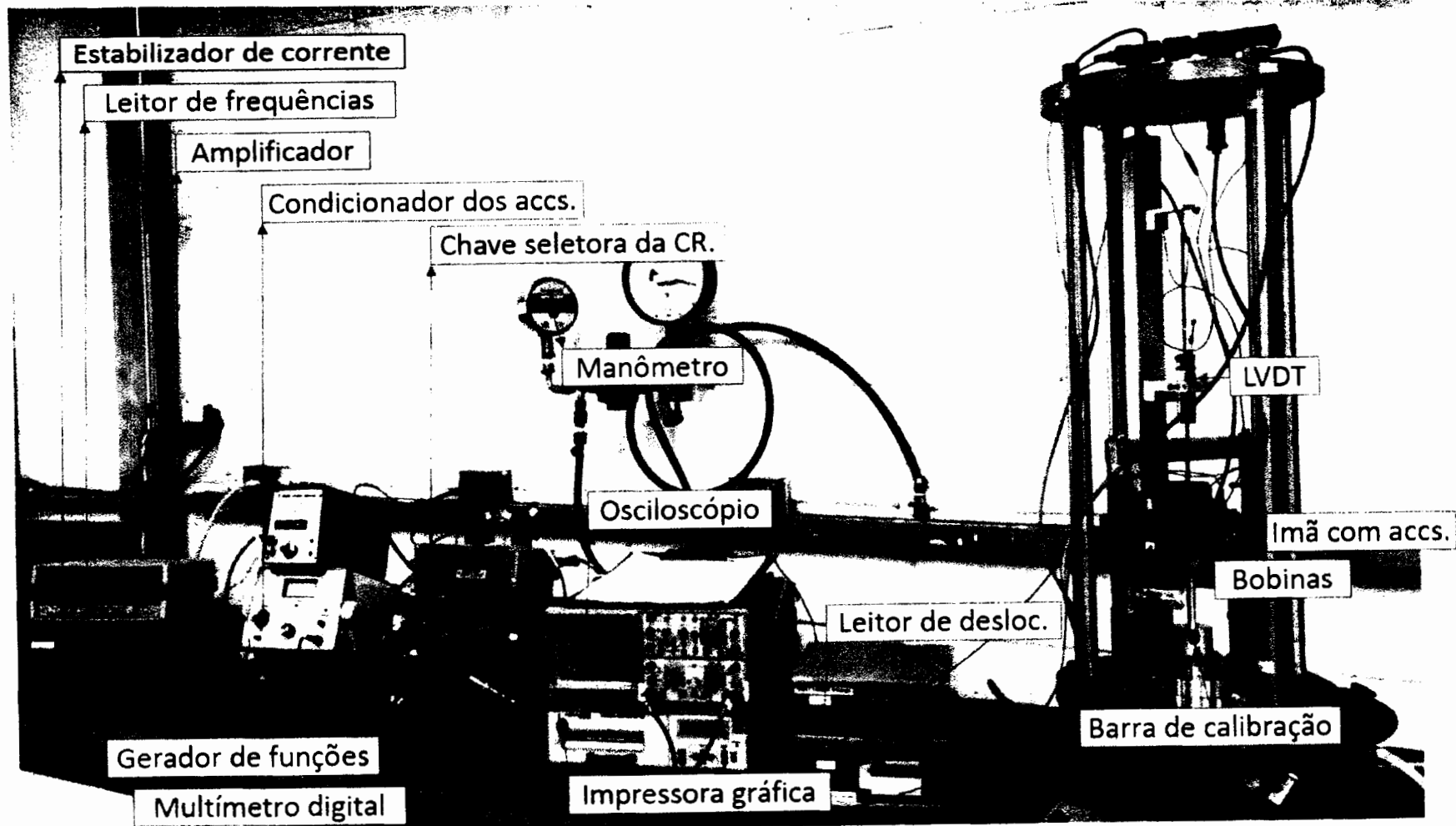


Figura 4.2. Visão geral equipamentos para os ensaios de CR

Conforme apresentado na Figura 4.2, denomina-se oscilador o conjunto de imãs, acelerômetros e bobinas. Também é chamado de oscilador do tipo Hall (HALL & RICHART, 1963) no caso do modelo “fixo-livre”, que usa uma massa rígida no topo do corpo de prova para uma melhor distribuição de deformações ao longo do mesmo (RICHART *et al.*, 1970). O escopo deste trabalho só abrange ensaios no estado hidrostático de tensões, comumente denominado (erroneamente) de estado isotrópico de tensões.

O oscilador permite que uma determinada rigidez adicionada a uma das extremidades acrescente um momento polar de inércia I_0 no topo do corpo de prova (Figura 4.3). Este procedimento de aplicar uma torção τ na extremidade “livre”, proporciona uma variação de rotação angular θ aproximadamente linear ao longo do corpo de prova de características, d , L e ρ , e parâmetros G e D , obtendo-se então uma distribuição mais uniforme de deformações cisalhantes ao longo do comprimento do corpo de prova (BARROS, 1997).

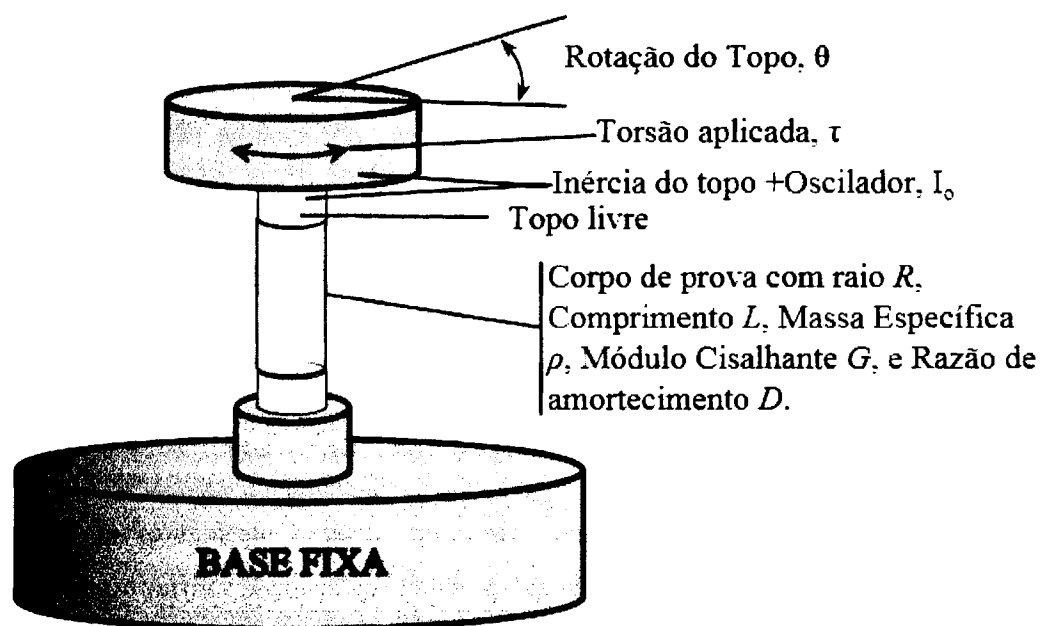


Figura 4.3 Esquema da CR com suas variáveis (adaptado de DRNEVICH *et al.*, 2015).

A principal característica do oscilador tipo Hall é não possuir um sistema de amortecedor (molas longitudinais e torcionais usados no oscilador tipo Hardin, (RICHART *et al.*, 1970). Esta característica simplifica as condições de contorno e consequentemente o desenvolvimento matemático, exposto na seção 2.3.3.

Como proposto por HALL & RICHART (1963) o sistema “fixo-livre” acoplado ao oscilador do tipo Hall também permite a medição da razão de amortecimento (D) pelo método do decaimento das vibrações livres, tratada isoladamente na seção 2.3.3.2. Nesta seção será tratada a metodologia empregada para a obtenção da razão de amortecimento.

Com base nas considerações dos parágrafos anteriores, HARDIN & DRNEVICH (1972) e DRNEVICH *et al.* (1978) iniciaram as discussões que formularam a Coluna Ressonante de Drnevich e foram fundamentais para a normatização da ASTM D4015 (2007). Todo o trabalho aqui desenvolvido com o ensaio de CR está ancorado na norma ASTM D4015 (2007).

O procedimento de ensaio para o equipamento descrito anteriormente inicia-se com a colocação do corpo de prova, com 3,5cm de diâmetro e 8cm de altura, na base fixa da câmara triaxial. Em ambas extremidades, são colocadas pedras porosas com papel filtro e conectadas entre si através de papel filtro lateral em espiral para auxiliar na drenagem.

Para garantir a condição de engastamento adequada na base, a pedra porosa possui saliências que aumentam o atrito entre a base e o corpo de prova, sendo a pedra porosa fixada com parafusos à base da célula (pedestal). Complementarmente, deve-se verificar o mínimo coeficiente de atrito de 0,2, para cada deformação cisalhante (γ) aplicada e seu respectivo módulo cisalhante (G), entre o cabeçote e o corpo de prova, conforme proposto por DRNEVICH *et al.* (1978).

$$\frac{\gamma \cdot G}{\sigma_{\text{contato}}} < 0,2 \quad (4.1)$$

onde, σ_{contato} é a tensão normal efetiva aplicada pelo peso do cabeçote e pedra porosa (244,09 gramas) no corpo de prova.

O anexo E deste trabalho apresenta uma tabela com todos os pares G e γ encontrados, e verificação da tensão mínima de atrito entre o cabeçote e o corpo de prova, para os ensaios que são realizados.

Posicionado o corpo de prova, colocam-se as membranas de borracha e coloca-se o cabeçote (*top-cap*) que será acoplado ao oscilador, conforme apresenta-se na Figura 4.4.

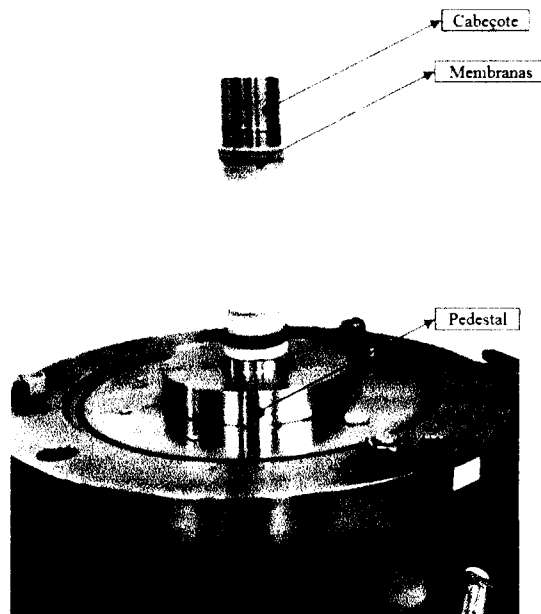


Figura 4.4 Amostra posicionada para ser acoplado o oscilador.

Como explanado por BARROS (1997), a passagem de uma corrente de tipo senoidal nas bobinas, a força produzida também tem seu formato senoidal que por fim acaba resultando num torque do tipo senoidal. A força induzida no eletroímã, provoca a sua rotação e transmissão da rotação para o corpo de prova, desde que obedecida a equação 4.1, e devido ao seu formato senoidal (alternância de sentido) provoca uma vibração no corpo de prova, que é captada por um acelerômetro piezoelétrico (ver Figura 4.5) instalado no oscilador posicionado na horizontal (sentido da torção). Estes acelerômetros piezoelétricos são insensíveis a campos magnéticos.

Neste estudo, só será medida a aceleração horizontal, uma vez que foge ao escopo avaliar a transmissão de ondas compressivas (no sentido vertical do corpo de prova), também possíveis de serem avaliadas com o mesmo equipamento.

Na Figura 4.5, é apresentado o corpo de prova protegido por peças rígidas de PVC a fim de absorver ainda o peso do oscilador até que seja contrabalançado por uma mola vertical. Quatro bobinas fixas (duas situadas na parte frontal do oscilador e duas na parte traseira) situadas externamente ao oscilador induzem uma força eletromagnética entre as mesmas e os eletroímãs, resultando em um torque em relação ao eixo do corpo de prova

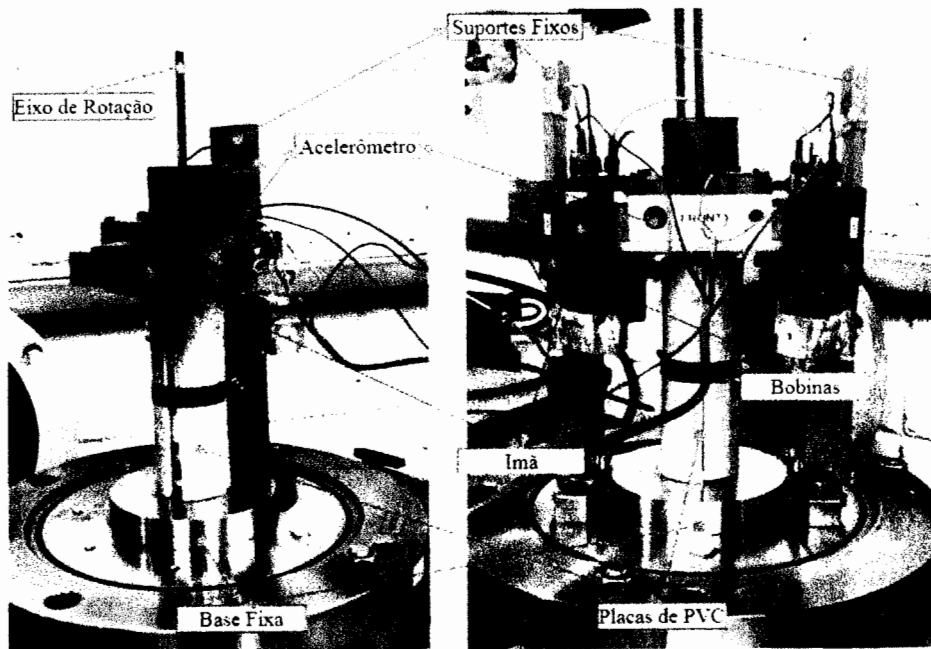


Figura 4.5 O oscilador do tipo Hall e sua montagem

O peso do oscilador não atua no corpo de prova, pois é contrabalançado por uma mola que sustenta o conjunto de dois braços de sustentação dos eletroímãs. Após o acoplamento do oscilador o transdutor de deslocamento variável linear (*LVDT*) é então instalado. A Figura 4.6 apresenta todos os equipamentos acoplados ao corpo de prova.

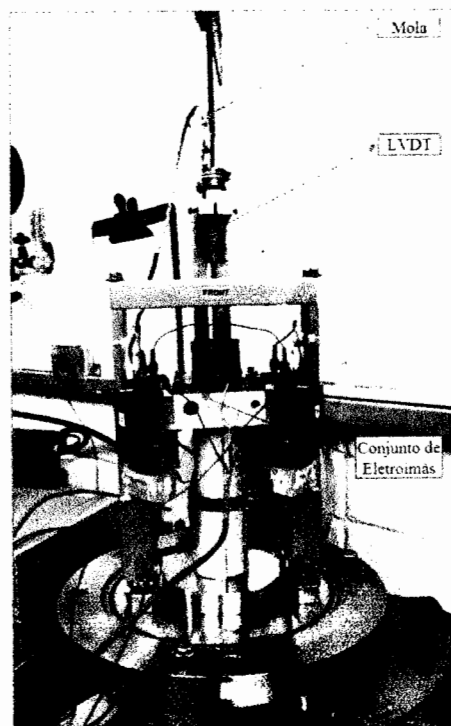


Figura 4.6 Corpo de prova ainda protegido e com os equipamentos acoplados.

A câmara triaxial é então fechada com uma tampa, a qual permite as conexões externas (ver Figura 4.1 e Figura 4.2), incluindo-se o manômetro. A tensão confinante na câmara triaxial é feita com ar comprimido, e a fim de evitar a migração do ar da câmara para o interior do corpo de prova, utiliza-se água na câmara (Figura 4.7).

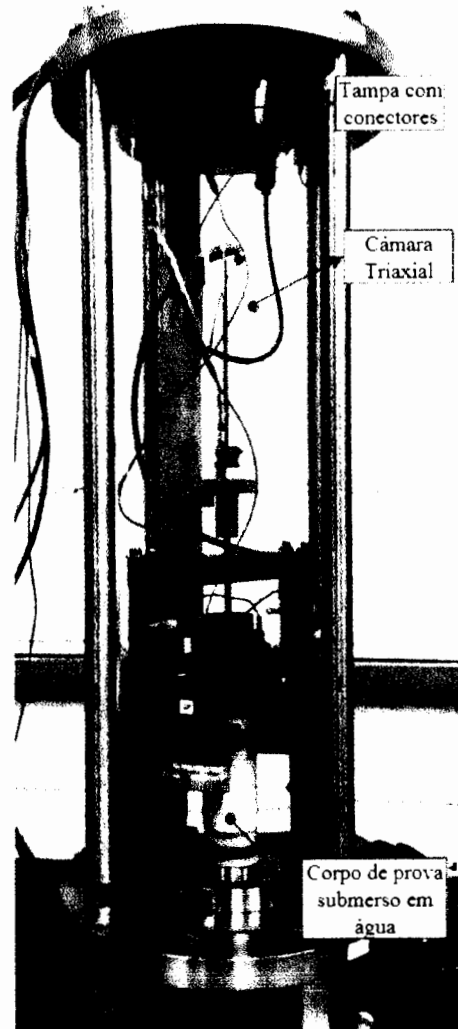


Figura 4.7 Aparato montado aguardando a inserção da camada superficial de óleo

Adiciona-se até um altura de aproximadamente 1cm acima do corpo de prova água (Figura 4.8), e logo acima, adiciona-se uma camada superficial de óleo vegetal para impedir a evaporação e condensação da água no interior da câmara tendo em vista a longa duração do ensaio (Figura 4.8 e Figura 4.9).

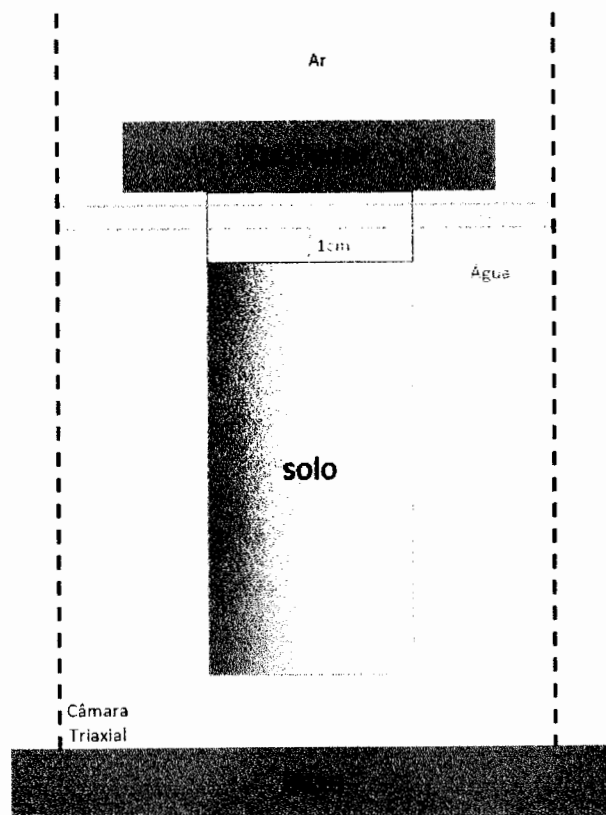


Figura 4.8 Esquema da submersão do corpo de prova durante o ensaio.

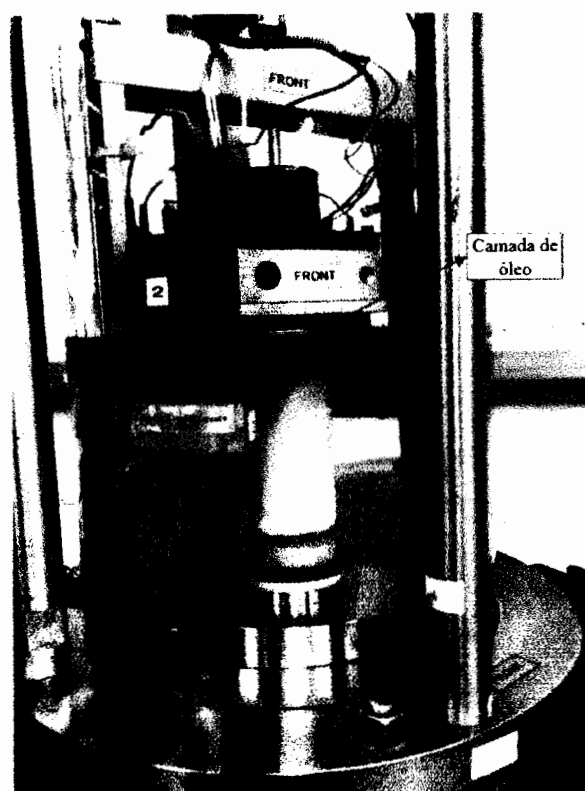


Figura 4.9 Aparato finalizado para ser submetido à tensões confinantes.

Apresentado o aparato da coluna ressonante, conforme esquema proposto na Figura 4.1, o procedimento de ensaio inicia-se a partir da geração de vibração, realizada pelo gerador de funções, com determinada frequência e amplitude. Essa vibração é amplificada para que seja reproduzida mediante sinais alternados de corrente elétrica nas bobinas, e conseqüentemente transmitida para o corpo de prova através do oscilador. A resposta do solo às vibrações induzidas é captada pelos acelerômetros instalados no oscilador.

A resposta dos acelerômetros é transmitida por cabos até o condicionador dos acelerômetros (amplificadores), onde seus pulsos são amplificados e direcionados para o voltímetro através da caixa seletora. A resposta dos acelerômetros apresentada no voltímetro é a representação da amplitude de deformação que está sendo aplicada no corpo de prova. A emissão dos sinais geradores de torque e a resposta dos acelerômetros são interligados também à caixa seletora e são direcionados ao osciloscópio nos canais horizontal e vertical.

Na condição de ressonância (ASTM D4015, 2007), realizam-se as medidas de aceleração tangencial (eq. 2.22) do corpo de prova durante a aplicação da vibração (medida no voltímetro) e da frequência de vibração (medida diretamente pelo frequencímetro). A condição de ressonância do sistema ocorre quando a frequência de emissão da vibração e a frequência da resposta do solo tem os seus sinais em fase.

A relação de fase entre os sinais de aplicação do torque e a resposta do solo é dada através da formação da elipse de Lissajous na tela do osciloscópio, conforme apresentado na Figura 4.10. A elipse de Lissajous formada indica uma defasagem de $0,5\pi$ radianos, e a ocorrência de ressonância no sistema solo-oscilador. A elipse de Lissajous só é formada quando o sinal indutor e receptor possuem formato senoidal. Tal fenômeno se dá pela variação da frequência de oscilação do gerador de funções, através do amplificador, para cada amplitude de deformação aplicada.

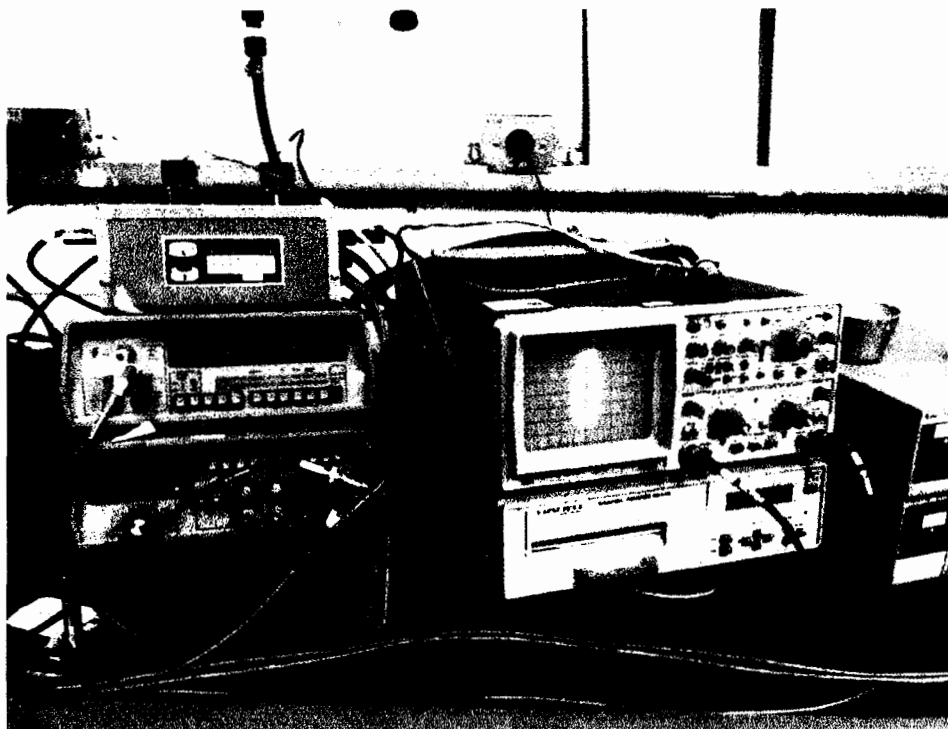


Figura 4.10 Elipse de Lissajous no osciloscópio para frequência de vibração de 52kHz e amplitude de deformação medida por 149,4 mV. Valores obtidos na conferência do funcionamento dos aparelhos com a barra de calibração.

Na condição de ressonância as vibrações captadas pelos acelerômetros são intrínsecas do solo, pois, numa condição diferente desta assume-se que as vibrações captadas são influenciadas pela massa inercial do oscilador.

Assim, infere-se que as propriedades do solo serão tão somente válidas quando obtidas no estado de ressonância entre o oscilador e o solo para uma torção aplicada. Posteriormente à obtenção da condição de ressonância, mede-se a frequência de vibração e uma respectiva amplitude de deformação cisalhante.

Na seção 2.3.3 mostrou-se como se relacionam o módulo de cisalhamento (G) e a deformação cisalhante (γ). Todo o procedimento de medição de G e γ pode ser repetido para diferentes amplitudes de deformação devendo sempre ser estabelecida a condição de ressonância adequada para cada amplitude de deformação

A medição do G é feita após a aplicação das tensões confinantes durante 24 horas (1440 minutos), para acompanhamento da evolução do módulo cisalhante de acordo com a evolução do adensamento. O G_{max} do solo é considerado como o módulo cisalhante medido após 1000 minutos. Conforme procedimento apresentado em BARROS (1997) e ANDERSON & STOKOE (1978), a utilização do módulo cisalhante após 1000 minutos objetiva desconsiderar os efeitos de longo prazo do adensamento na amostra (*creep* ou adensamento secundário). Devido ao horário de início do ensaio muitas vezes, não se tem a medição no instante de 1000 minutos após início do estágio de adensamento. Sendo assim, é feita uma interpolação entre as últimas medições para inferência do G_{max} . A influência do adensamento secundário nas medições de G_{max} foge ao escopo deste estudo.

Para obtenção da degradação do módulo cisalhante, a fim de obter a curva normalizada do módulo cisalhante com uma faixa de deformações cisalhantes, é empregada a técnica apresentada por ANDERSON & RICHART (1976) e empregada em BARROS (1997).

Sabe-se que a obtenção do G_{max} ocorre na menor deformação possível (definido pela limitação do comportamento solo-oscilador), também chamado deformações muito pequenas. Segundo a literatura, à medida que o corpo de prova é submetido à uma deformação maior, ele não recupera instantaneamente o seu valor anterior de G_{max} . Assim sendo, para solos argilosos, estabeleceu-se a técnica de não aguardar a recuperação completa do módulo cisalhante obtido antes de ser submetido a deformações de grande amplitude.

Todavia, constata-se que a relação entre o G para uma pequena amplitude de deformação após a aplicação de uma grande deformação e o G para uma grande amplitude de deformação, mesmo que não seja recuperado totalmente o valor do G_{max} , é mantida igual ao ensaio em que se recupera o G_{max} integralmente após submetido à uma grande amplitude de deformação. Para obtenção da curva normalizada para uma faixa de deformação faz-se necessário que a amplitude de deformação seja aumentada, a qual chama-se ensaio para grandes amplitudes (Figura 4.11).

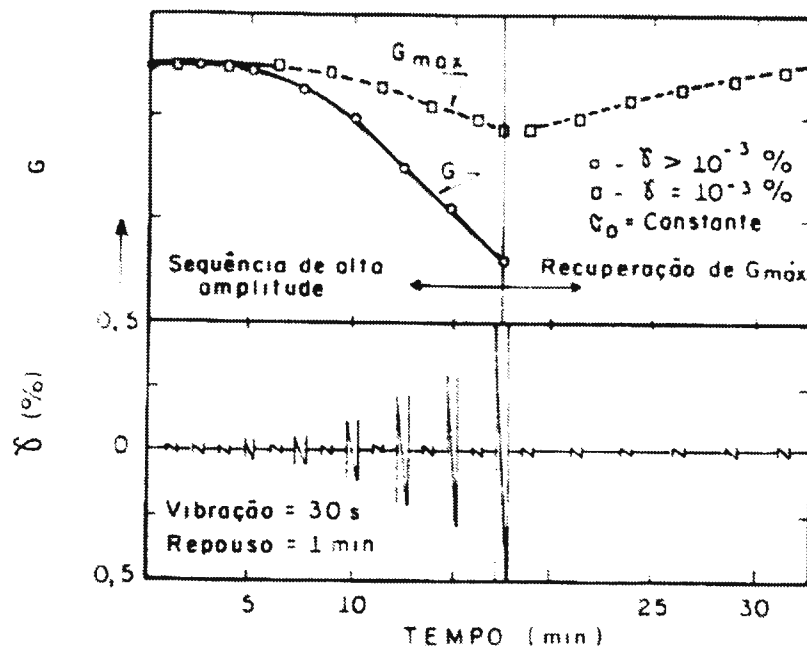


Figura 4.11 Variação do G de acordo com as amplitudes crescentes de deformação (BARROS, 1997 apud ANDERSON & STOKOE, 1978)

Como apresentado na Figura 4.11, a aplicação de deformações de grande amplitude, se dá em estágios alternados de uma grande amplitude de deformação e uma baixa amplitude, sendo que a grande amplitude de deformação aumenta de forma gradativa (aumentada em 2 vezes) quando submetida a um estágio subsequente de grande amplitude de deformação. Concluídas as determinações de G para grandes amplitudes ($<10^{-2}\%$, no ensaio de coluna ressonante), o corpo de prova permanece sendo monitorado até recuperar o valor do módulo cisalhante obtido antes de ser submetido a um novo estágio de tensão confinante (Figura 4.11). Tal recuperação, quando atingida, confirma que o corpo de prova hipoteticamente não sofreu nenhuma deformação permanente que tenha alterado suas propriedades. Assim, o corpo de prova fica caracterizado como indeformado para assim ser submetido a outro nível de tensão confinante e novas medições de G_{max} . O caráter indeformado do corpo de prova para ser submetido a uma nova série de amplitudes de deformações, é a principal característica do ensaio de CR, de ser um ensaio não destrutivo.

Além das medições do módulo cisalhante, mede-se também a razão de amortecimento D em coluna ressonante. As medições de D ocorrem sempre após a determinação do G para grandes amplitudes, visando obter uma variação juntamente com a amplitude de deformação aplicada.

Em coluna ressonante, existem algumas maneiras para se calcular a razão de amortecimento, conforme apresentado na equação 2.28 do capítulo anterior. Uma delas, normatizada pela ASTM 4015 (2007), é o decaimento durante a vibração livre que para o caso “fixo-livre” e com uso do oscilador do tipo Hall, conforme apresentado no item 2.3.3.2, é encontrado pelo uso direto das equações 2.30 e 2.31.

O decaimento livre, conforme apresentado em RICHART *et al* (1970), tem sua ocorrência quando no osciloscópio é colocada a apresentação em seu eixo “y” da resposta dos acelerômetros em função do tempo decorrido que é apresentada no eixo “x”. Então, em seguida desliga-se o gerador de funções por meio da caixa seletora, enquanto é monitorada a amplitude da resposta dos acelerômetros em função do tempo, conforme apresentado na Figura 4.12.

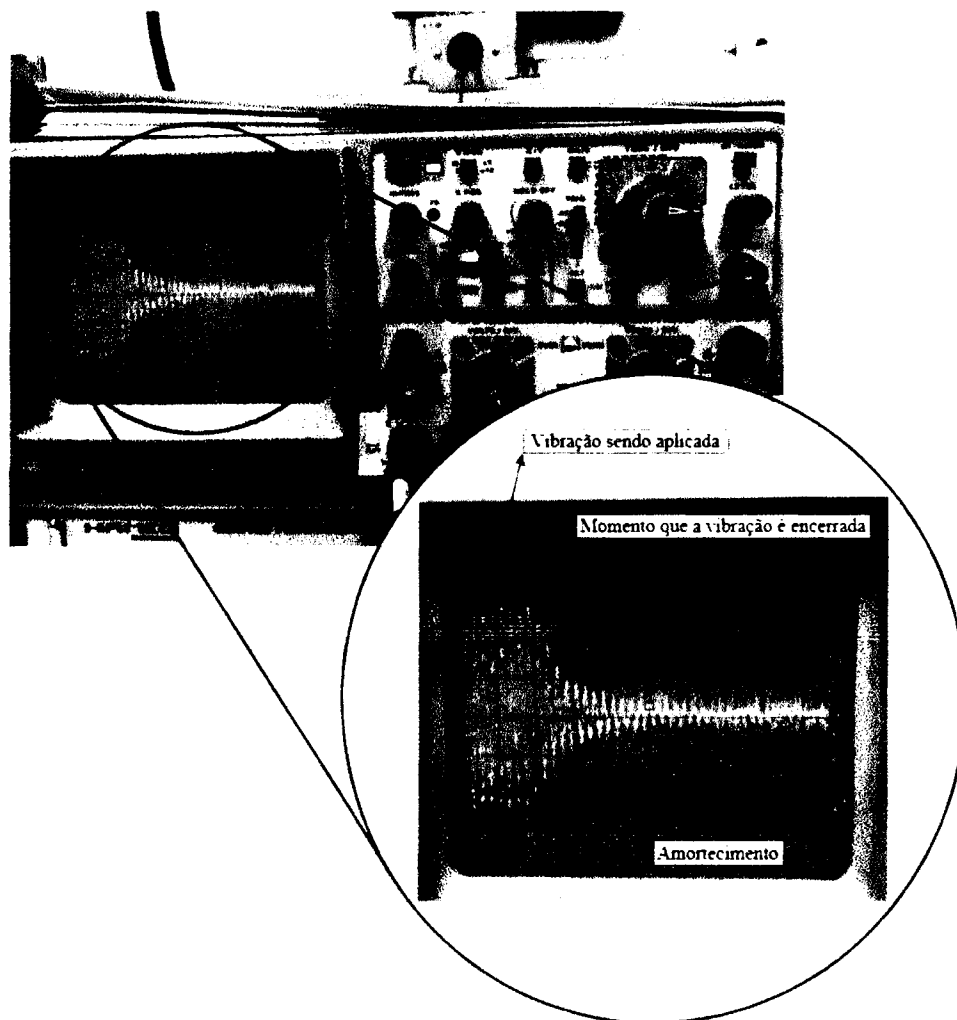


Figura 4.12. Monitoramento do decaimento livre da excitação torcional, após desligamento da vibração induzida.

O comportamento monitorado do decaimento livre, é impresso via impressora gráfica acoplada, e assim, manualmente são calculadas as amplitudes relativas de cada ciclo de amortecimento (Figura 4.13).

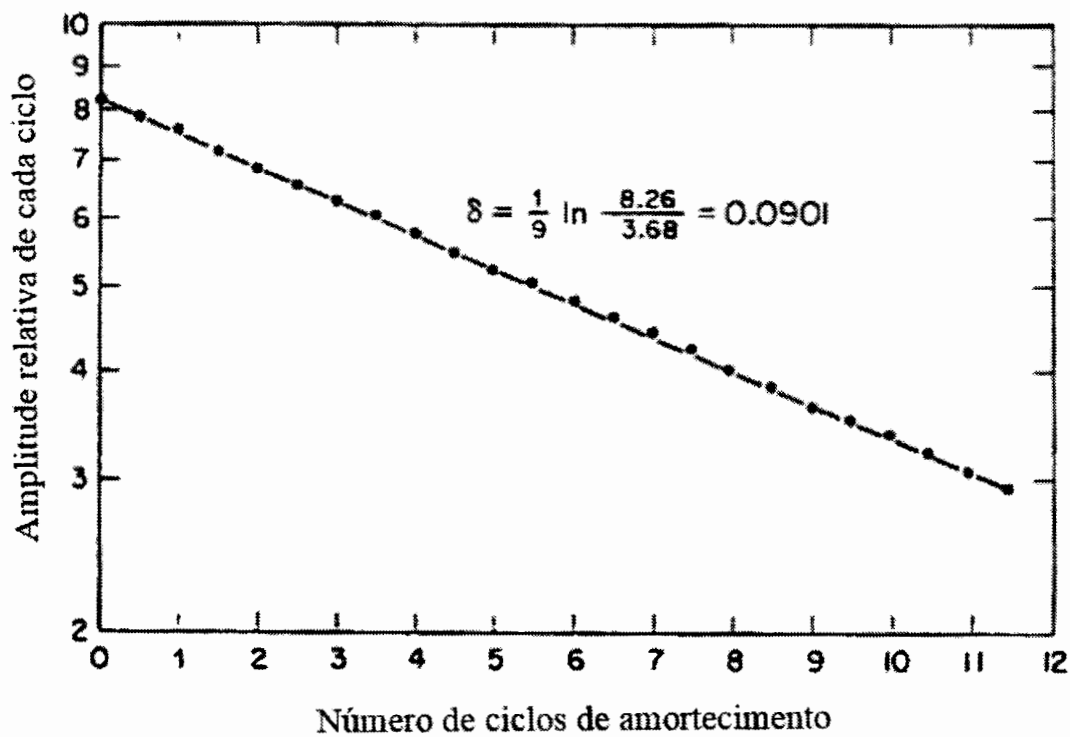


Figura 4.13 Gráfico para determinação do decremento logarítmico (RICHART *et al.*, 1970).

A deformação cisalhante é dada pela medição da amplitude e da frequência, como apresentado na seção anterior, no instante imediatamente antes do desligamento da vibração. Ou seja, para cada amplitude de deformação aplicada, obtém-se um par de G e D.

4.2 RESULTADOS

4.2.1 O módulo de cisalhamento máximo (G)

As figuras 4.14 e 4.15 apresentam as evoluções dos módulos cisalhantes com o tempo de confinamento, para a série de ensaios normalmente adensados e sobreadensados, respectivamente.

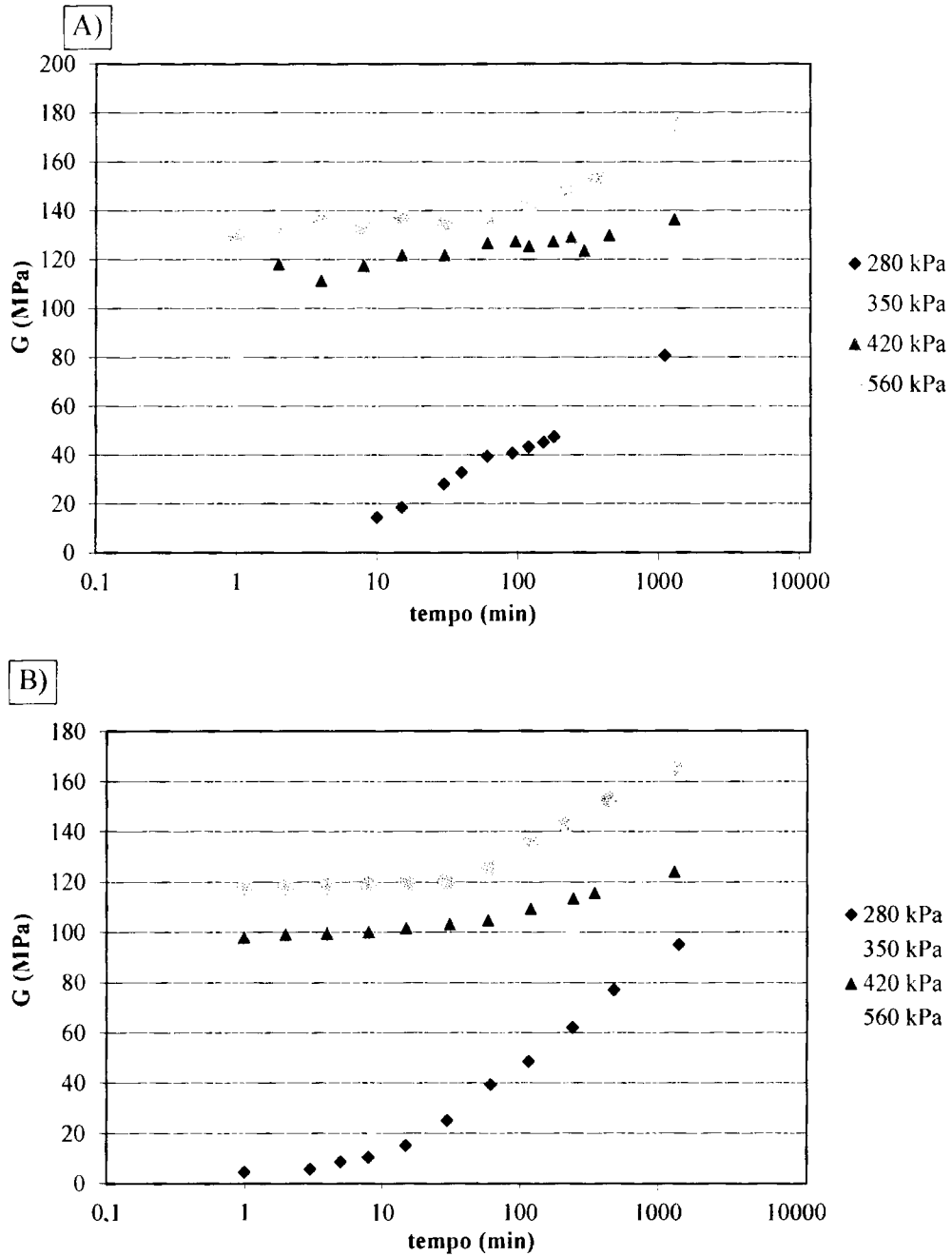


Figura 4.14 Adensamento dos corpos de provas na série normalmente adensada: A)CP1 e B)CP2.

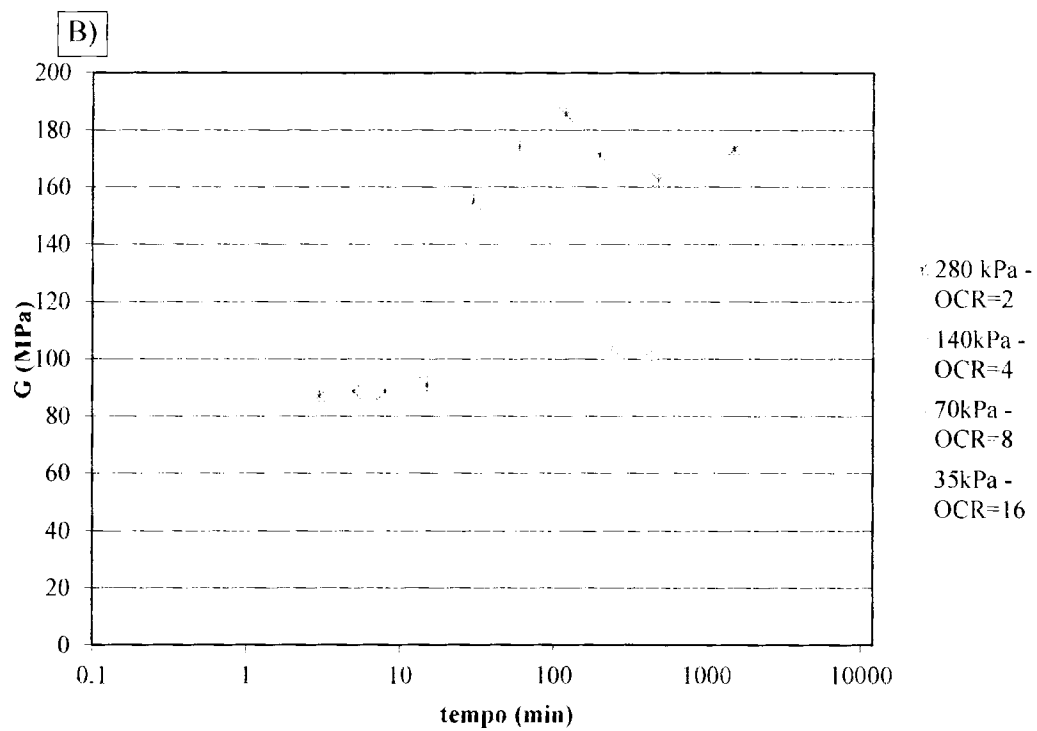
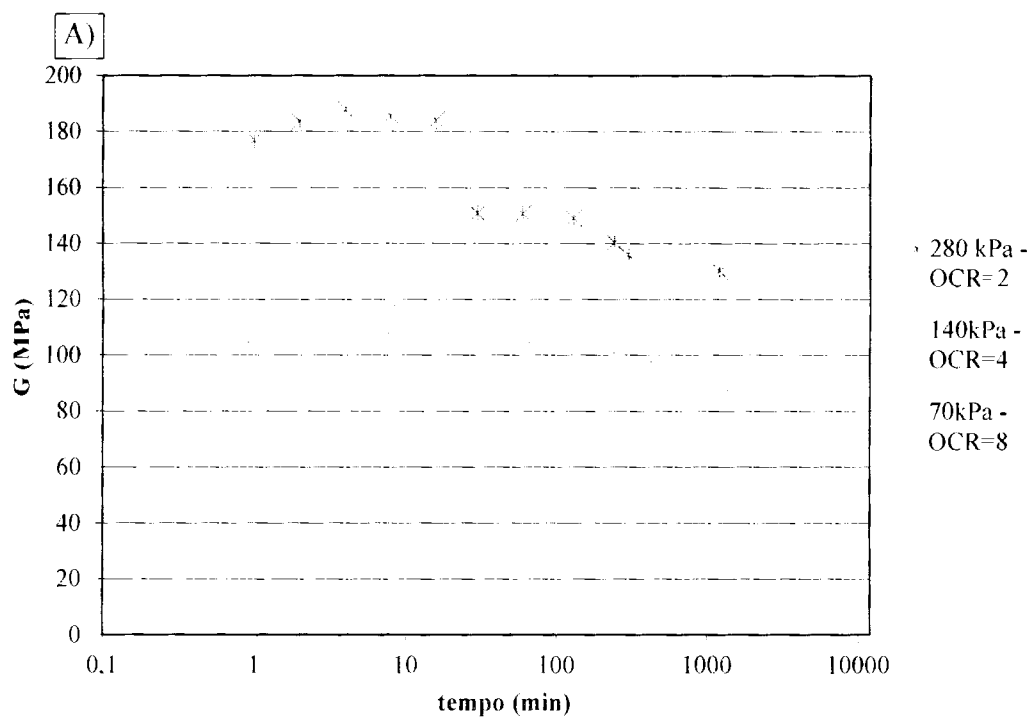


Figura 4.15 Adensamento dos corpos de provas na série sobrecadensada: A)CP1 e B)CP2.

A partir do cálculo apresentado no Anexo E, o tempo de adensamento é suficientemente para a conclusão total do adensamento primário no corpo de prova. Todavia, em análise as figuras 4.14 e 4.15, os corpos de prova não apresentaram algum indicio do adensamento secundário conforme apresentado em BARROS (1997).

A Tabela 4.1 apresenta o resumo dos valores do módulo cisalhante para 1000 minutos, por interpolação das duas últimas medidas de G durante 24 horas de adensamento.

Tabela 4.1 Resumo dos valores de G_{\max} obtidos

	Tensão Confinante (kPa)	OCR	G_{\max} (MPa)	
			CP1	CP2
n.a.	280	1	76,4	86,9
	350	1	118,1	108,5
	420	1	134,1	121,3
	560	1	156,6	160,0
s.a.	280	2	131,5	168,1
	140	4	113,1	119,8
	70	8	90,7	97,0
	35	16	-	87,0

Como apresentado na Tabela 4.1, os valores para a tensão confinante de 280kPa da série sobreadensada, possuem uma divergência entre os resultados do CP1 e do CP2 significativa (mais de 25% do valor máximo), sendo os demais valores com diferenças de no máximo 10%.

De acordo com a técnica apresentada na seção 4.1.1, realiza-se o aumento da amplitude de deformação a fim de obter a curva de degradação do módulo G normalizada por G_{\max} .

As Figura 4.16 e Figura 4.17 apresentam as curvas de degradação do módulo cisalhante de cada corpo de prova referente a cada histórico de tensão submetido.

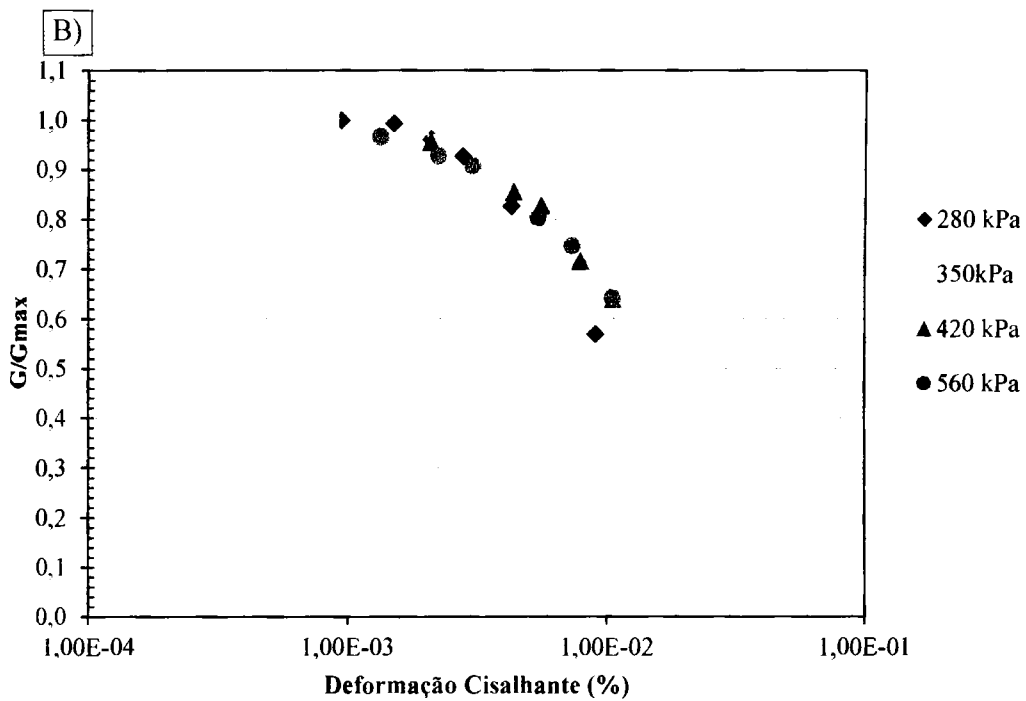
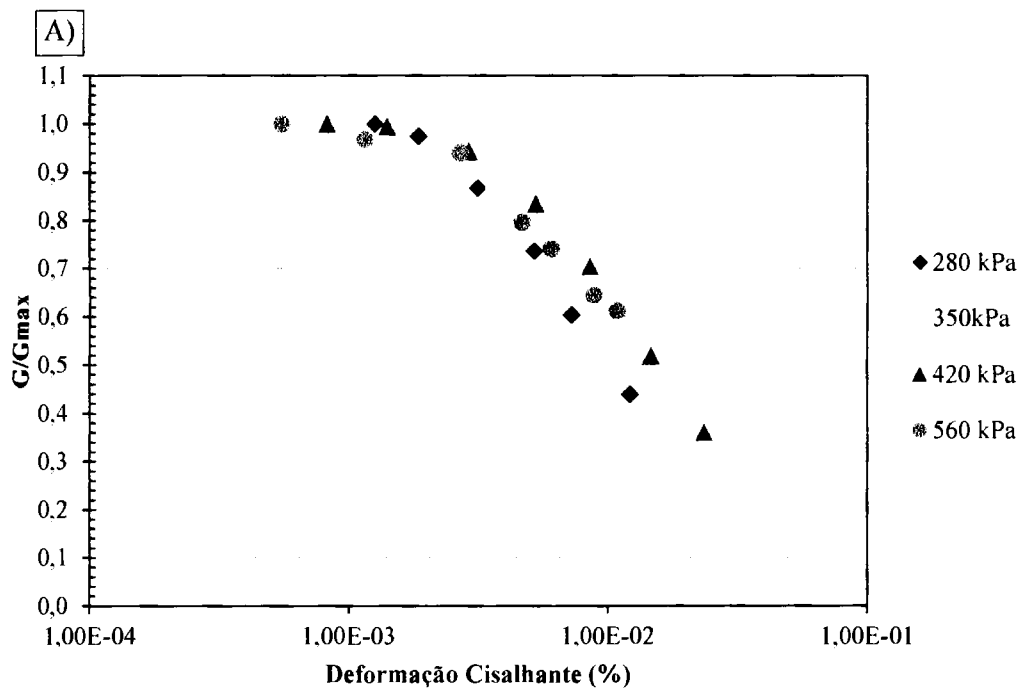


Figura 4.16 Curva normalizada de G dos corpos de provas na série normalmente adensada: A)CP1 e B)CP2.

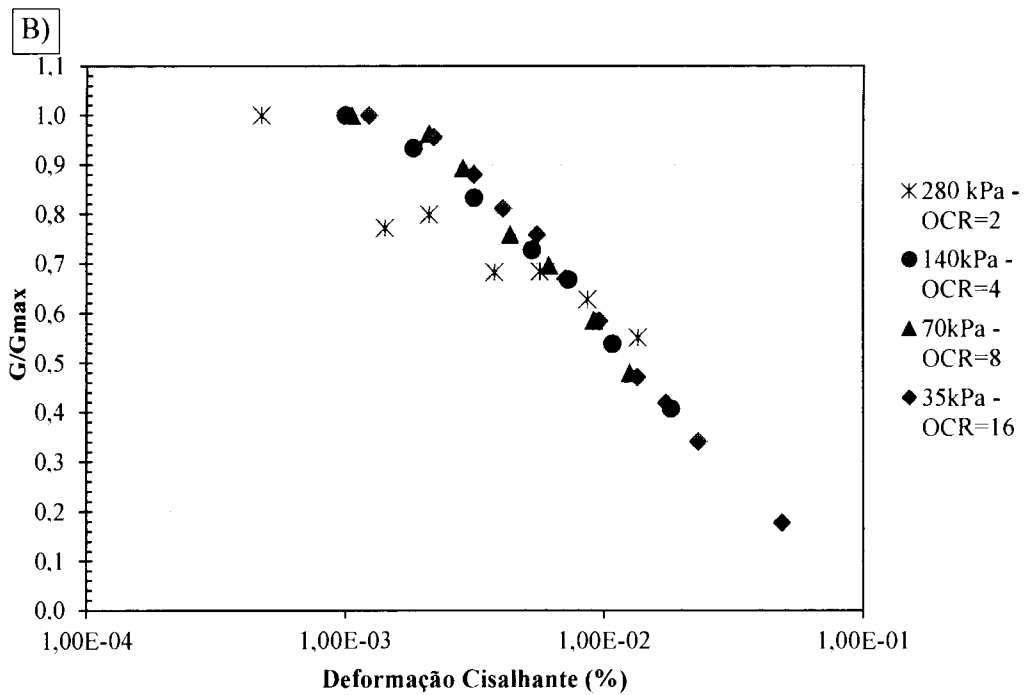
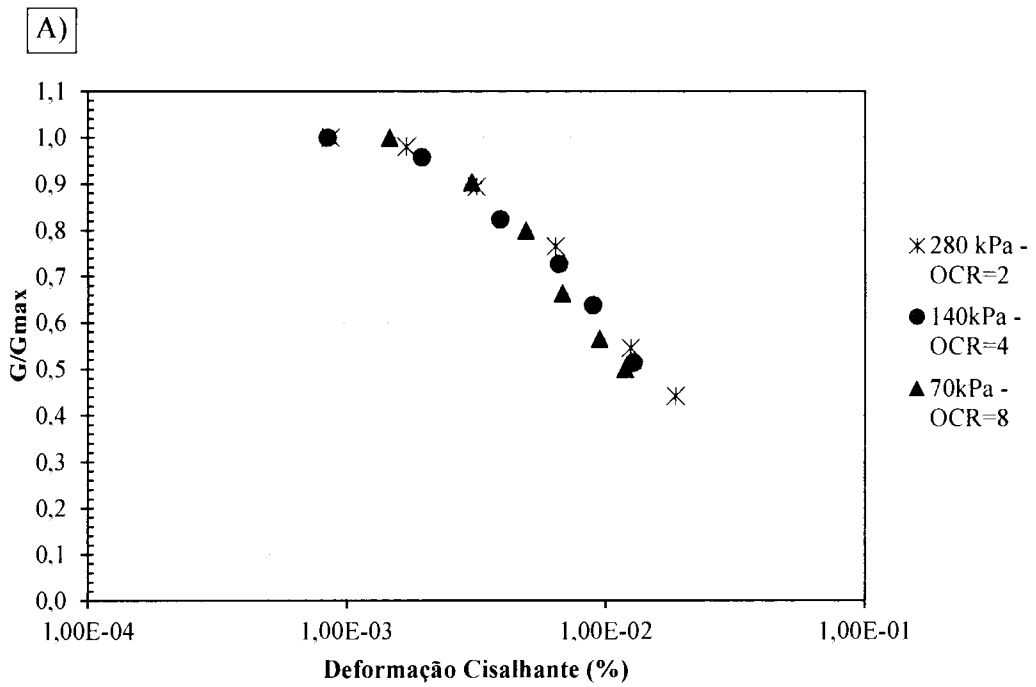


Figura 4.17 Curva normalizada de G dos corpos de provas na série sobreadensada:
A)CP1 e B)CP2

Nos resultados das curvas normalizadas do módulo cisalhante (as Figura 4.16 e Figura 4.17) percebe-se que independente do seu histórico de tensões as curvas encontram-se muito próximas, caracterizando uma curva única.

A Figura 4.18 apresenta todas as curvas agrupadas em um único gráfico para melhor visualização e comparação dos resultados obtidos.

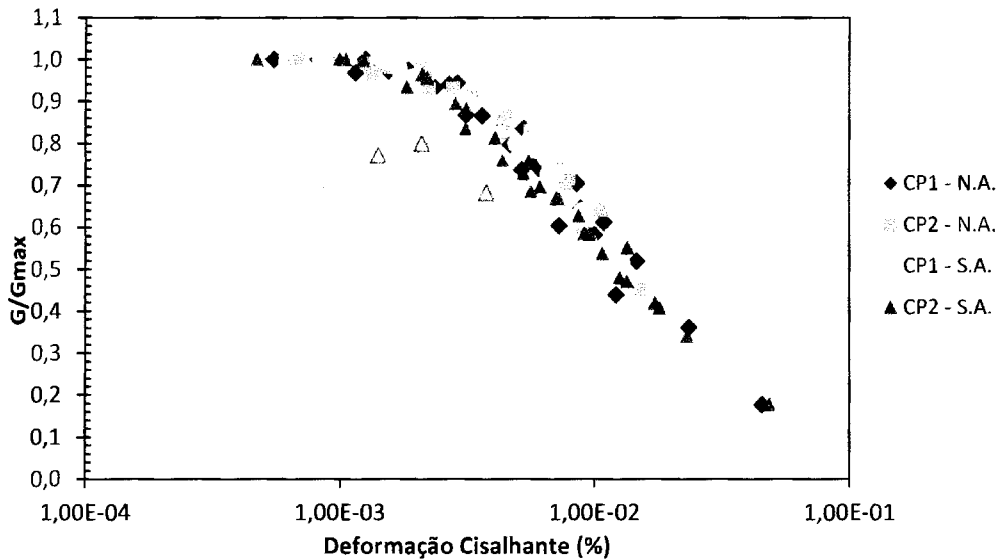


Figura 4.18 Curvas normalizadas de G, agrupadas para cada série de ensaio

Assim, vê-se que para o corpo de prova 2 na série sobreadensada há pontos (triângulos de contornos verdes) que estão fora da tendência apresentada por todos os resultados. Os resultados divergentes são os respectivos à primeira tensão confinante da série sobreadensada ($OCR=2$). Acredita-se que tal divergência é devido à problemas com ruídos na rede elétrica que impossibilitaram a identificação da elipse de Lissajous com clareza.

4.2.2 Razão de Amortecimento (D)

Conforme procedimento de medição apresentado na seção 4.1.1 deste trabalho, realizaram-se as medições da razão de amortecimento somente no CP2. Os resultados da razão de amortecimento são restritos ao CP2 (os corpos de prova referidos são os mesmos corpos de prova tratados na seção 4.2.1).

Durante a realização dos ensaios, devido à necessidade de impressão do gráfico apresentado na tela do osciloscópio, aos ajustes necessários na configuração do osciloscópio para acompanhamento da movimentação dos acelerômetros com o tempo, e por falta de experiência do operador, os resultados do CP1 foram desprezados.

A Figura 4.19 apresenta os resultados obtidos na série normalmente adensada e na série sobreadensada respectivamente. No Anexo F deste trabalho são apresentadas as retas do decaimento logarítmico para cada par de “D” e deformação cisalhante respectiva.

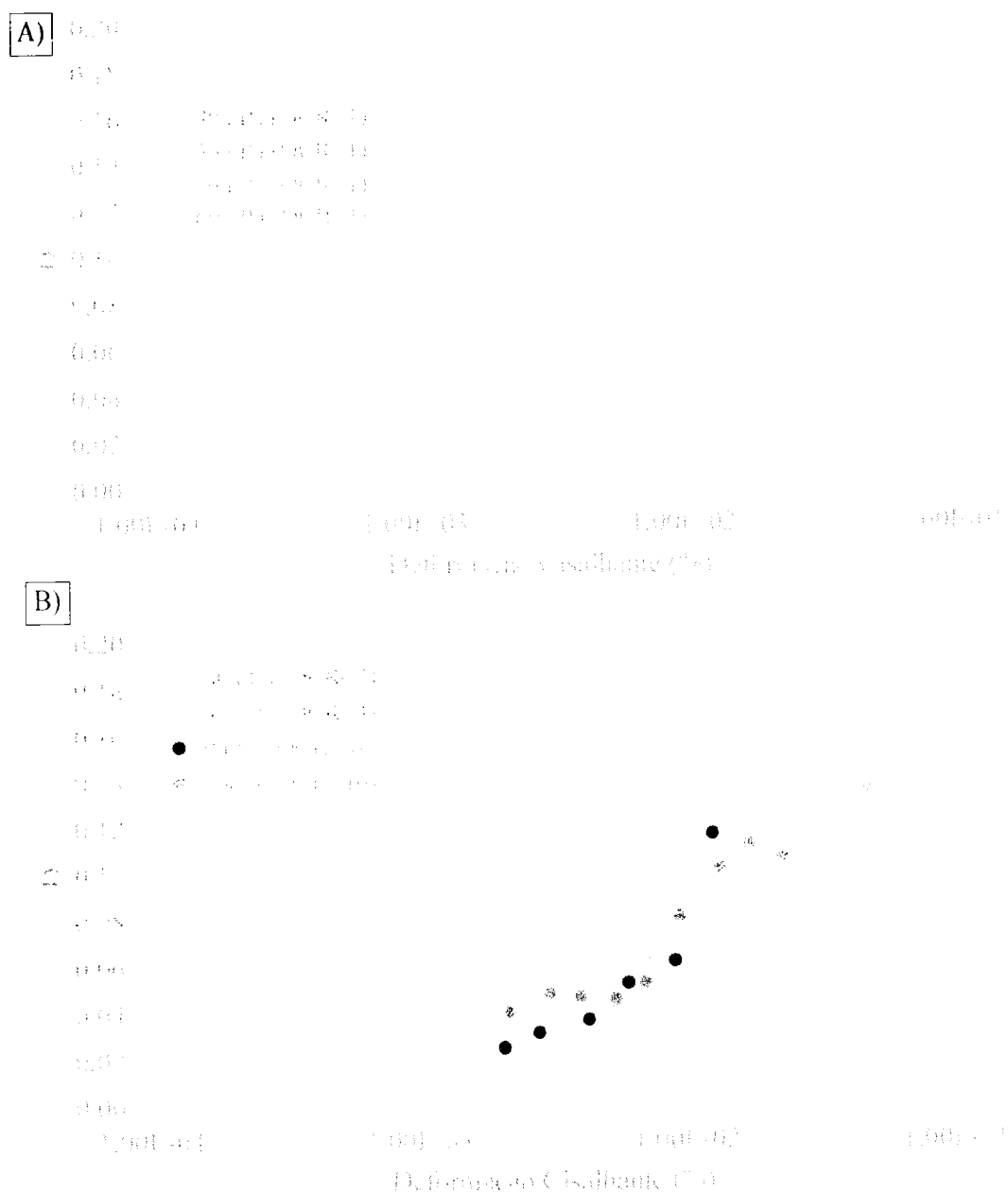


Figura 4.19 Razão de amortecimento para CP2: A) série normalmente adensada e B) série sobreadensada

Visualmente na Figura 4.19 percebe-se a existência de uma certa dispersão dos resultados para uma mesma deformação cisalhante. A dispersão ocorrida é relacionada à alguns fatores relativos ao método de medição da razão de amortecimento, e são eles:

- O fator do tempo de medição: a mudança manual do que é apresentado no osciloscópio na medição do módulo cisalhante para o que precisa ser apresentado na medição do decaimento livre. A oscilação do acelerômetro em função do tempo é feita manualmente através do osciloscópio e não é um procedimento instantâneo devido ao fato de ser manual;
- As medidas das amplitudes relativas: as medições das amplitudes relativas foram realizadas manualmente com escaímetro e régua. Tal processo leva a possíveis erros e divergências, mesmo com uma medição padronizada do operador.

A dispersão dos resultados da razão de amortecimento já é conhecida e relatada por alguns autores e tem resultado modernamente na automatização e medição contínua de todas as variáveis envolvidas (DRNEVICH & ASHLOCK, 2017; KAGAWA, 1993).

Os resultados da razão de amortecimento, quando colocados na mesma escala dos resultados obtidos na curva normalizada do módulo cisalhante, tornam a dispersão irrelevante (Figura 4.20).

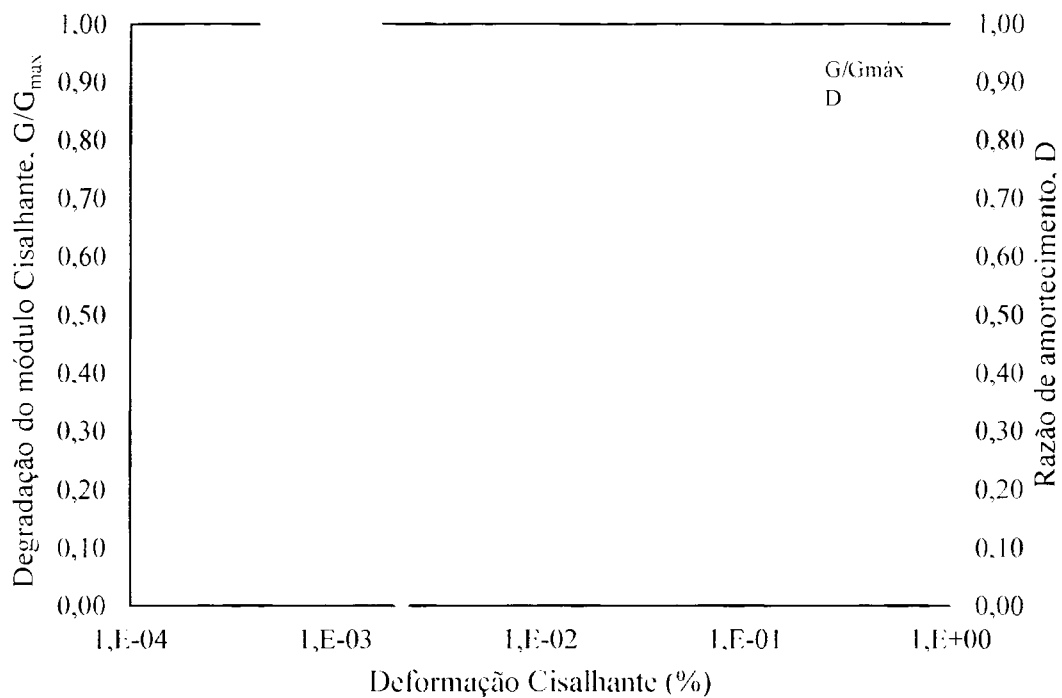


Figura 4.20 Resultados compilados para G/G_{\max} e D

4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM PREVISÕES TEÓRICAS

4.3.1 O modelo de hiperbólico modificado de HARDIN & DRNEVICH (1972)

O modelo hiperbólico é utilizado comumente em dinâmica de solos para representar a não linearidade do comportamento do solo a partir de baixos níveis de deformação. O modelo proposto por KONDNER (1963) foi modificado por HARDIN & DRNEVICH (1972) para que o modelo contemplasse variações existentes entre diferentes tipos de solos.

A formulação proposta por KONDNER (1963) é:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (4.2)$$

sendo τ_{\max} a resistência máxima ao cisalhamento do solo. Utilizando-se a equação (2.6) onde $\tau = G \cdot \gamma$ e definindo que $\gamma_r = \tau_{\max} / G_{\max}$, tem-se:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (4.3)$$

E a razão de amortecimento D é dada por:

$$D = D_{\max} - D_{\max} \frac{G}{G_{\max}} \quad (4.4)$$

O modelo de KONDNER (1963) é graficamente representado pela Figura 4.21.

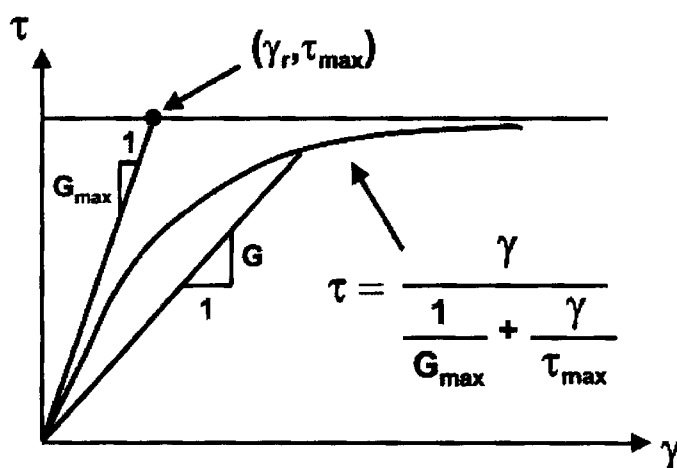


Figura 4.21 Modelo hiperbólico de KONDNER (1963)

A partir do modelo de KONDNER (1963), HARDIN & DNERVICH (1972) propuseram substituir a relação γ / γ_r por γ_h , sendo expresso por:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \cdot \left[1 + a \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{\gamma}{\gamma_r}\right) \right] \quad (4.5)$$

sendo os coeficientes a e b coeficientes de ajustes da forma da curva e do tipo do solo, encontrados de acordo com a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Valores de a e b para diferentes tipos de solo (apud BARROS, 1997).

Tipo de solo	a	b
areia secas limpas	-0,5	0,16
areais saturadas limpas	-0,2 log N	0,16
solos coesivos saturados	1- 0,25 log N	1,3

sendo o valor N o número de ciclos que está se carregando e descarregando para observar a redução do módulo cisalhante. Comumente, para ensaios de coluna ressonante, utiliza-se o número de 1.000 ciclos, sabendo que tal valor é dependente do tempo em que se realiza a medição e a frequência ressonante em que está se realizando a medida. O efeito do número de ciclos no modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972) é apresentado na Figura 4.22. Para solos coesivos estima-se $D_{\max}=30\%$ conforme apresentado em BARROS (1997).

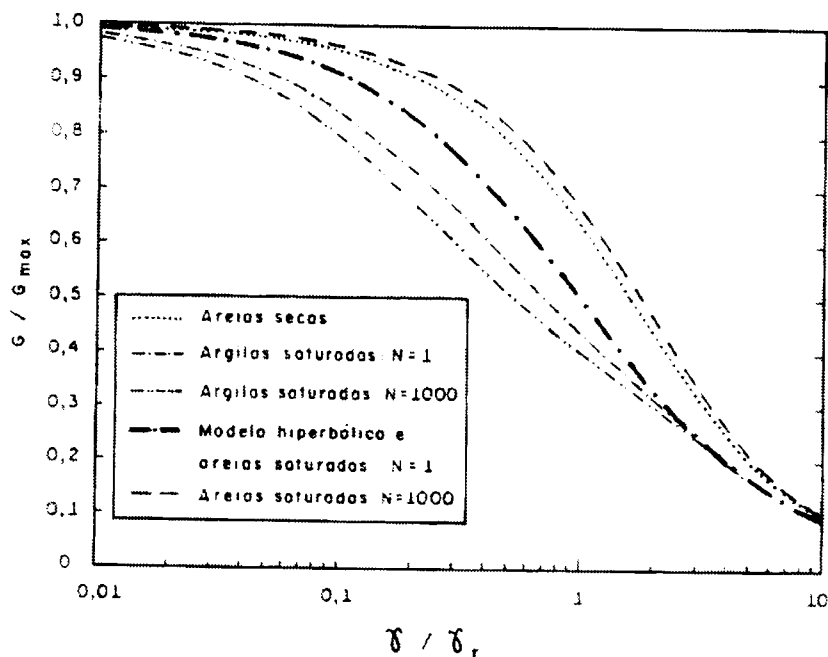


Figura 4.22 Efeito dos coeficiente de forma no modelo Hiperbólico modificado (BARROS, 1997).

Para a utilização do modelo hiperbólico modificado, alguns autores consideram que os valores de τ_{\max} podem ser estimados através da utilização da resistência não drenada S_u (BARROS, 1997).

Neste trabalho, como os corpos de prova não foram cisalhados após a degradação do módulo cisalhante, os valores da resistência não drenada são estimados pelo método SHANSEP proposto por LADD & FOOTT (1974) usando os coeficientes encontrados no capítulo 3 e expresso em:

$$S_u = 0,234 \cdot \sigma'_c \cdot OCR^{0,528} \quad (4.6)$$

Assim, para os fins de comparação com os resultados obtidos, realizaram-se as previsões segundo o modelo hiperbólico de HARDIN & DRNEVICH (1972) para as situações de maior e menor γ_r encontrados nos ensaios realizados, conforme apresenta-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 Determinação dos valores máximo e mínimo de γ_r .

	e	OCR	σ'_m (kPa)	G_{\max} (MPa)	S_u (kPa)	γ_r (%)	a	b
CR1	0,89	1	280	76	66	0,086	1,750	1,300
CR2	0,84	1	350	118	82	0,069		
CR3	0,81	1	420	134	98	0,073		
CR4	0,76	1	560	157	131	0,084		
CR5	0,79	2	280	132	94	0,072		
CR6	0,81	4	140	113	68	0,060		
CR7	0,84	8	70	91	49	0,054		
CR8	0,83	1,0	280	87	66	0,075		
CR9	0,78	1,0	350	109	82	0,075		
CR10	0,74	1,0	420	121	98	0,081		
CR11	0,69	1,0	560	160	131	0,082		
CR12	0,72	2,0	280	168	94	0,056		
CR13	0,75	4,0	140	120	68	0,057		
CR14	0,77	8,0	70	97	49	0,051		
CR15	0,79	16,0	35	87	35	0,041	1,750	1,300

Comparam-se os resultados com as previsões teóricas realizadas com o método hiperbólico modificado e adaptado conforme apresentado na Figura 4.23.

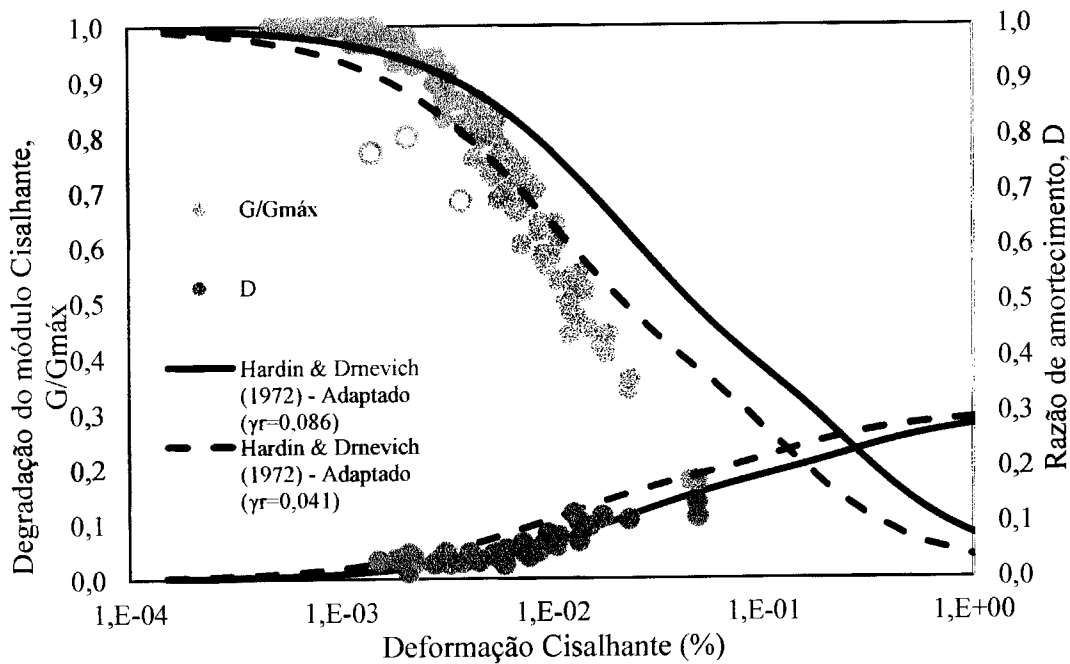


Figura 4.23 Resultados comparado com a previsão pelo modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972)

4.3.2 O modelo de AMIR-FARYAR (2012)

Apoiado no modelo hiperbólico de KONDNER (1963), AMIR-FARYAR (2012) propôs modificações na formulação inicialmente proposta (Eq. 4.02). As modificações, foram realizadas e validadas nos resultados apresentados em (DARENDELI, 2001). O modelo de comportamento proposto é dado pelas expressões:

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{(1 + (a \cdot (\gamma)^b)^c)^{\frac{1}{d}}} \quad (4.7)$$

e

$$D(\%) = (a \cdot \gamma^b) - (c \cdot \gamma^d) - e \quad (4.8)$$

Sendo e , o número de Euler e igual à 2,7183

Baseados nas equações (4.07 e 4.08), AMIR-FARYAR *et al.* (2016) ajustaram o seu modelo de comportamento para um solo argiloso ($I_p=20$) e validou sua previsão com os resultados apresentados por (DARENDELI, 2001). Na formulação proposta, é levado em consideração o índice de plasticidade, a tensão confinante e razões de sobreadensamento em forma de coeficientes constantes. Para as equações 4.9 e 4.10 os coeficientes foram estabelecidos para $OCR=1$ e tensão confinante de 12,59kPa.

A formulação proposta para solos argilosos é:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+31,44 \cdot \gamma^{0,9174} \cdot \exp(0,0314 \cdot \gamma - 0,0375 \cdot \gamma^2)} \quad (4.9)$$

e

$$D(\%) = \left[(6 \cdot \exp(1,812 \cdot \log_{10}(\gamma)) \cdot (\log_{10}(\gamma + 1,1))^{-1,082} \right] + 2 \quad (4.10)$$

Na Figura 4.24 é apresentada a curva segundo a previsão teórica apresentada e os resultados obtidos no ensaio de coluna ressonante.

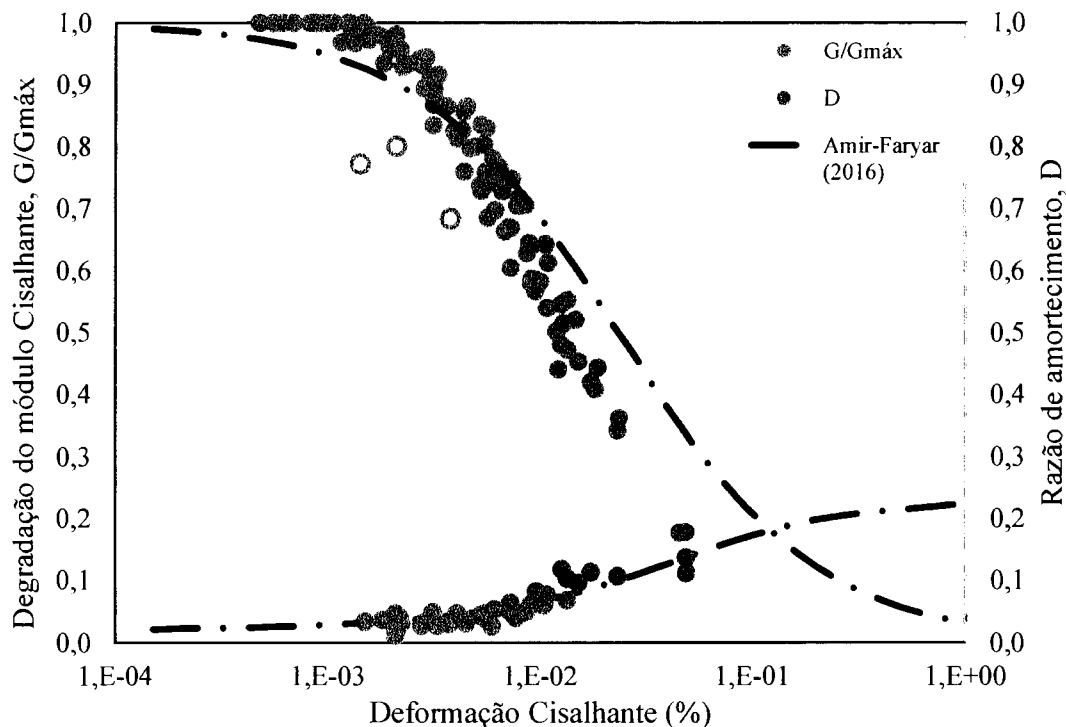


Figura 4.24 Resultados comparado com a previsão pelo modelo de AMIR-FARYAR (2016)

4.3.3 O modelo de ISHIBASHI & ZHANG (1993)

Alternativamente ao modelo hiperbólico modificado, ISHIBASHI & ZHANG (1993) propuseram um modelo que considerasse diretamente a influência da plasticidade do solo e tensão confinante para solos argilosos. O modelo, obtido através de uma compilação de resultados da literatura, contempla as variáveis consideradas como de maior relevância na definição do formato da curva de degradação do módulo cisalhante e da razão de amortecimento. A formulação de ISHIBASHI & ZHANG (1993) para a degradação do módulo cisalhante é expressa por:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = K(\gamma, I_p) \cdot \sigma'_c{}^{m(\gamma, I_p) - m_o} \quad (4.11)$$

e para a razão de amortecimento é expressa por:

$$D = \frac{0,333 \cdot (1 + \exp(-0,0145 \cdot I_p^{1,3}))}{2} \left\{ 0,586 \cdot \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right)^2 - 1,547 \cdot \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) + 1 \right\} \quad (4.12)$$

Os valores dos índices apresentados na equação 4.13, são obtidos pelas equações:

$$m(\gamma, I_p) - m_o = 0,272 \cdot \left[1 - \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right\} \right] \cdot \exp(-0,0145 \cdot I_p^{1,3}) \quad (4.13)$$

e

$$K(\gamma, I_p) = 0,5 \cdot \left[1 + \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{0,492} \right\} \right] \quad (4.14)$$

sendo $n(I_p)$ encontrado para os diferentes solos e dado por:

$$n(I_p) = \begin{cases} 0,0 & \text{Para } I_p = 0 \\ 3,37 \times 10^{-6} \times I_p^{1,404} & \text{Para } 0 < I_p < 15 \\ 7,0 \times 10^{-7} \times I_p^{1,976} & \text{Para } 15 < I_p < 70 \\ 2,7 \times 10^{-5} \times I_p^{1,115} & \text{Para } 70 < I_p \end{cases}$$

Foram realizadas três previsões, segundo o modelo de ISHIBASHI & ZHANG (1993), para comparar com os resultados obtidos nos ensaios de coluna ressonante. As previsões utilizadas foram para tensões confinantes de 280kPa, 560kPa e 35kPa, que foram consideradas as situações mais importantes para fornecer um melhor resultado comparativo.

As tensões adotadas no modelo de previsão seriam a primeira tensão usada ainda quando na condição normalmente adensada, na condição da tensão máxima aplicada e na condição de menor tensão com o maior OCR. As curvas obtidas segundo a previsão de ISHIBASHI & ZHANG (1993) e os resultados obtidos nos ensaios são apresentadas na Figura 4.25.

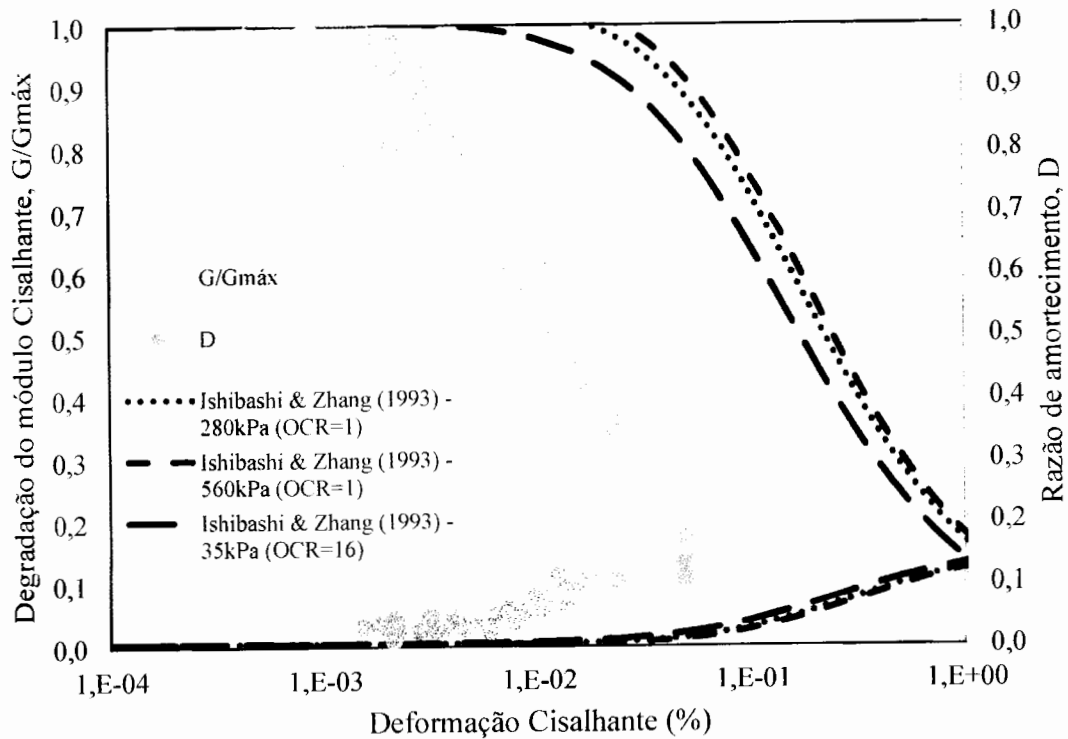


Figura 4.25 Resultados comparado com a previsão pelo modelo de ISHIBASHI & ZHANG (1993)

Na Figura 4.25 observa-se que o modelo de previsão utilizado está distante de representar o comportamento do solo ensaiado. O formato da curva da previsão apresenta curvatura aproximadamente similar à curva de tendência dos resultados, mas não apresenta semelhança nos valores medidos.

4.3.4 Discussões sobre os métodos de previsão e os resultados obtidos

Os resultados e comparações apresentadas nas figuras 4.23, 4.25 e 4.24 mostraram que os resultados dos ensaios de coluna ressonante, em se tratando de degradação do módulo cisalhante, tiveram consistência com o modelo de previsão de HARDIN & DRNEVICH (1972) adaptado para $\tau_{\text{máx}} = S_u$ e a formulação de AMIR-FARYAR (2016) até a faixa de $10^{-2}\%$ de deformação cisalhante.

O mesmo não pode ser dito para os resultados da razão de amortecimento, que apresentaram boa conformidade com a formulação de AMIR-FARYAR (2016). Destaca-se ainda que apesar de os parâmetros de calibração usados por AMIR-FARYAR (2016) serem diferentes ao solo estudado no presente trabalho, há uma boa correlação na maioria dos resultados apresentados para a razão de amortecimento

A comparação com a previsão de ISHIBASHI & ZHANG (1993) não se mostrou relevante, os resultados apresentados foram da ordem de 10x o valor previsto. O fato de que a previsão de ISHIBASHI & ZHANG (1993) apresentarem valores superiores para argilas já é conhecido e apresentado em BARROS (1997), conforme vê-se na Figura 4.26.

A Figura 4.27 apresenta as previsões teóricas que mais se aproximaram dos resultados obtidos.

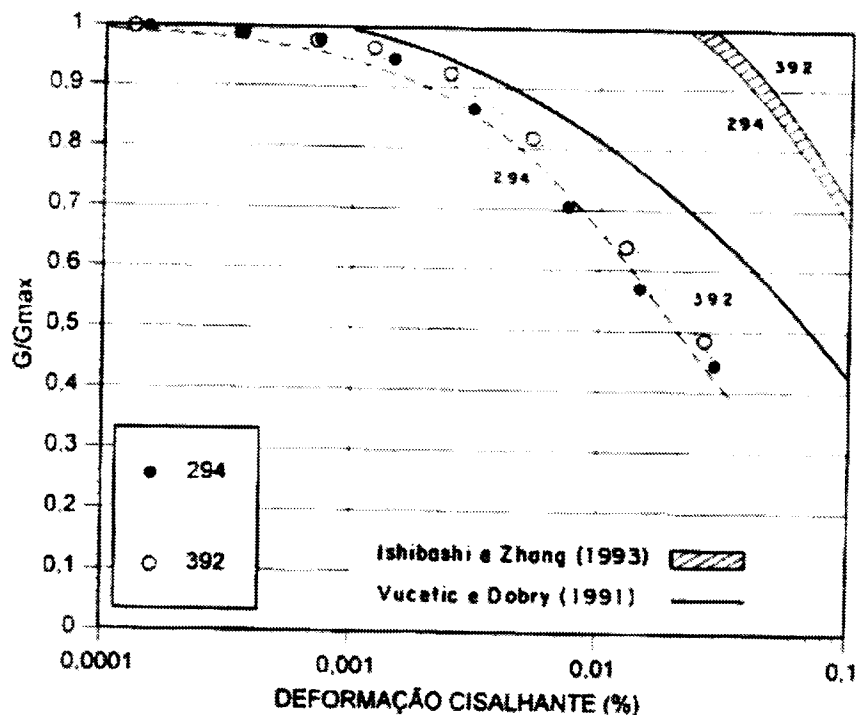


Figura 4.26 Resultados de BARROS (1997) comparados com previsões teóricas.

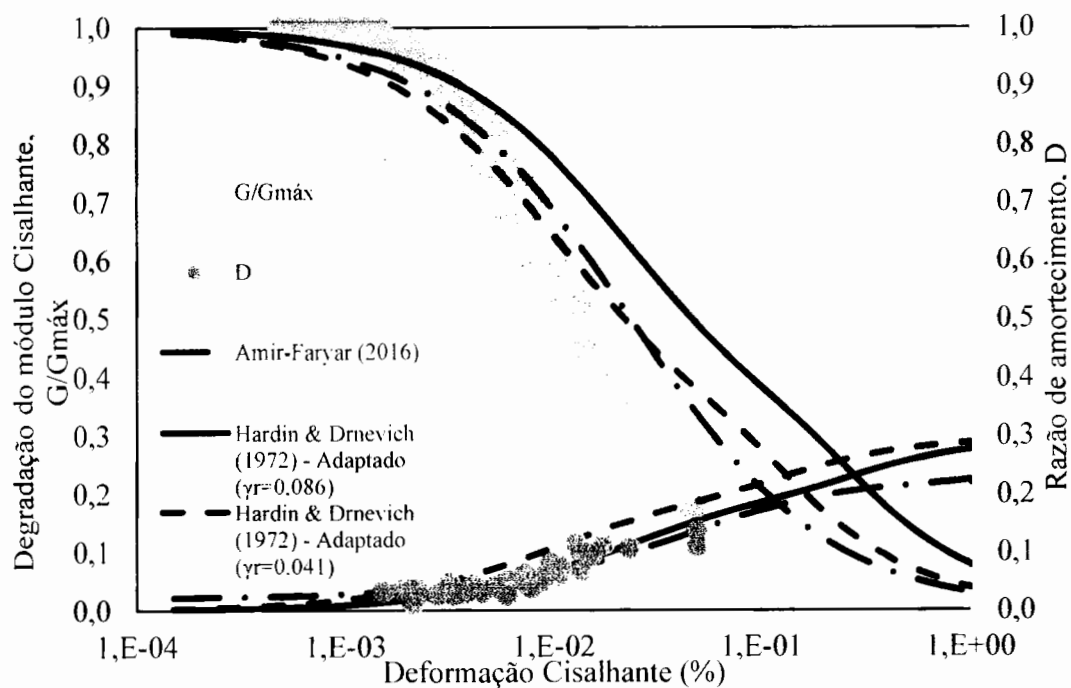


Figura 4.27 Resultados comparados com previsões aproximadas.

4.4 CONCLUSÕES DO CAPITULO

- Para o primeiro estágio sobreadensado o comportamento do módulo cisalhante com o tempo decorrido do novo estágio não apresentou um comportamento claro na evolução do módulo cisalhante quando comparados com outros solos;
- As curvas de acompanhamento da evolução do módulo cisalhante máximo com o tempo de adensamento de um estágio não caracterizam o término do adensamento primário;
- A metodologia utilizada, apesar de ser influenciada por variáveis externas, e principalmente pela característica manual de algumas medidas, apresentou baixa dispersão dos resultados;
- Para o solo estudado percebeu-se nas curvas de redução do módulo cisalhante que não houve influência significativa do OCR, e nem da tensão confinante;
- O modelo de previsão de ISHIBASHI & ZHANG (1993), não refletiu o comportamento do solo estudado, apresentou valores sobrestimados aos resultados obtidos;

- O modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972) com a tensão cisalhante máxima (τ_{max}) aproximada pela resistência não drenada do solo (S_u) forneceu uma boa estimativa em concordância com os resultados de redução do módulo cisalhante e para a razão de amortecimento:
- Apesar de que a formulação de previsão proposta por AMIR-FARYAR (2016) considerar valores de IP e σ'_m relativamente diferentes aos do presente estudo, houve uma boa concordância com os resultados obtidos tanto para a degradação do módulo cisalhante quanto para a razão de amortecimento.
- Devido a representativa e similaridade da forma apresentada pelo modelo ISHIBASHI & ZHANG (1993), um possível ajuste nos coeficientes seria suficiente para ajustar ao comportamento apresentado no ensaio realizado.

5 *BENDER ELEMENTS* EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

A medição da velocidade de onda cisalhante (V_s) do solo in situ é feita por diversos equipamentos geofísicos sísmicos, elétricos, magnéticos, eletromagnéticos ou por radar de penetração, utilizados para profundidades de até 100m (STOKOE *et al.*, 2004).

Em laboratório, o uso de *Bender Elements* tem o objetivo de verificar através do V_s a qualidade do material comparado com seu estado real (campo), além de caracterizar e determinar de forma indireta as propriedades dinâmicas do solo. (LEE & SANTAMARINA, 2005).

Na modelagem centrífuga, os *Bender Elements* têm os mesmos objetivos de laboratório e vêm sendo utilizados principalmente para caracterização de diferentes modelos centrífugos e para validar os modelos centrífugos com modelos computacionais. Para utilização em centrífuga são necessárias adaptações para que sejam minimizados os erros produzidos por todo o aparato eletrônico da centrífuga e os erros intrínsecos ao sistema (EL-SEKELLY *et al.*, 2014; TESSARI *et al.*, 2010).

5.1 *BENDER ELEMENT*

5.1.1 Introdução

Ainda no século 19, os pesquisadores Jacques e Pierre Curie descobriram a piezoelectricidade, que significa a geração de eletricidade a partir de uma pressão, assim como também uma pressão gerada através da eletricidade (LEE & SANTAMARINA, 2005). A partir de então, desenvolveram-se placas piezoelétricas que conectadas a uma rede elétrica seriam capazes de emitir e receber movimentos (captados por diferenças de pressão) e reproduzidos por meio de variação de corrente elétrica.

Com base neste conceito, DYVIK & MADSHUS (1985) desenvolveram uma nova técnica capaz de gerar e registrar ondas cisalhantes através de certos dispositivos (Figura 5.1), chamados de *Bender Elements* (LEE & SANTAMARINA, 2005). O *Bender Element* (BE) consiste num dispositivo composto pela junção de 2 ou 3 placas piezoelétricas com polaridades diferentes entre elas e conectadas à um sistema de emissão e captação de corrente elétrica. O fluxo básico de informações, consiste de um gerador de funções, um amplificador de carga, um osciloscópio, cabos e um par de placas piezoelétricas.

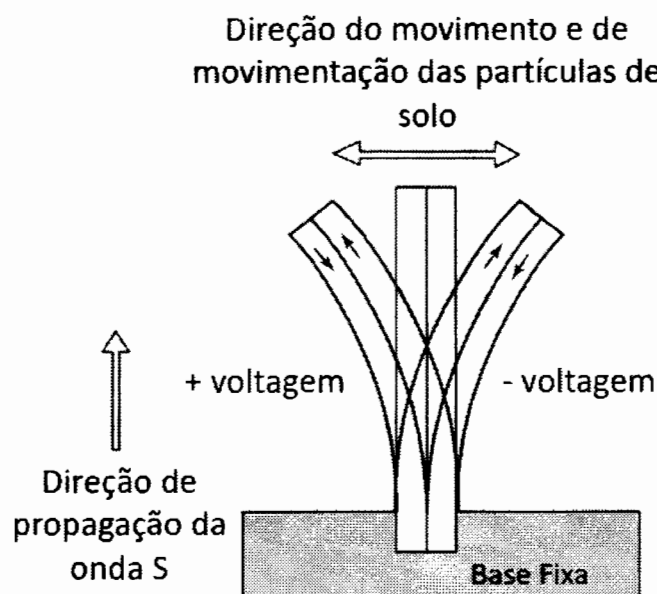


Figura 5.1 Princípio de funcionamento do *Bender Element* (adaptado de BRIAUD, 2013).

Como apresenta-se na

Figura 5.2, a partir de um gerador de funções a corrente elétrica é amplificada e transmitida ao primeiro conjunto de placas chamado de *Bender Element* Emissor (BE-E) que através de uma corrente elétrica se movimenta gerando uma deformação mecânica no meio inserido.

Distante do BE-E encontra-se o *Bender Element* Receptor (BE-R) que capta a deformação mecânica (pressão) e gera uma corrente elétrica que retorna ao amplificador para ser magnificada e medida (WANG *et al.*, 2017). Ambos os caminhos de emissão da deformação e o da captação são monitorados por um osciloscópio que faz o registro da emissão e recepção em função do tempo.

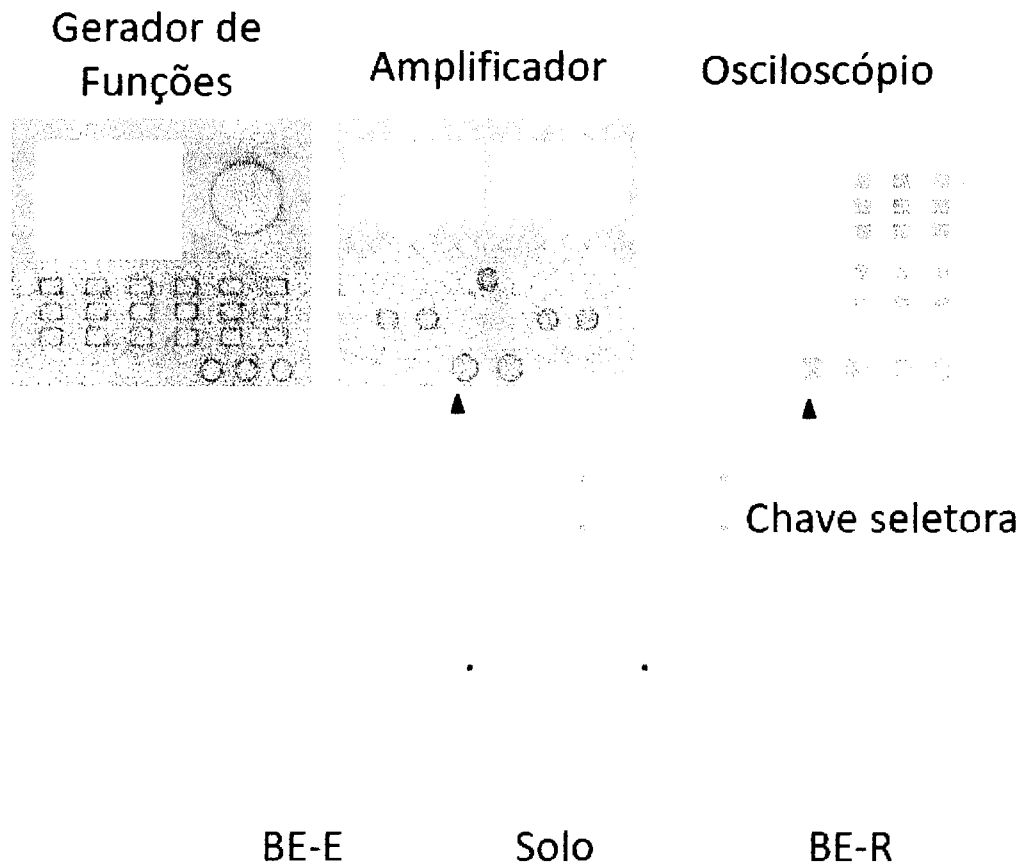
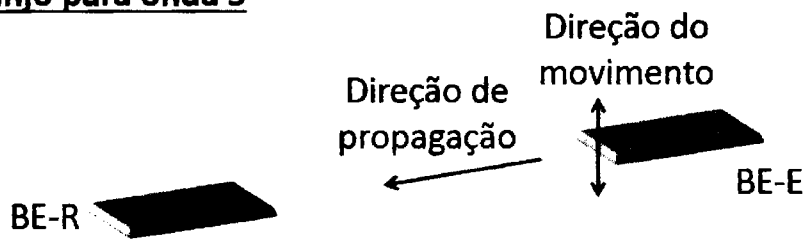


Figura 5.2 Equipamentos usados em ensaios com *Bender Element* (Adaptado de WANG *et al.*, 2017).

5.1.2 Fundamentos da sua utilização

A relevância na utilização de BE deve-se à simplicidade na obtenção da velocidade da onda cisalhante, sendo um método direto baseado no tempo necessário para percorrer uma certa distância e com precisão relativamente fácil de ser alcançada. O ensaio de BE é extremamente rápido e não destrutivo, podendo-se realizar várias medidas e utilizar-se mais de uma metodologia de análise para melhor precisão do resultado. Dependendo do posicionamento das placas piezoelétricas, o conjunto de BE pode captar as ondas P e S (Figura 5.3) (EL-SEKELLY *et al.*, 2014), definidas na seção 2.4.2 deste trabalho.

Arranjo para onda S



Arranjo para onda P

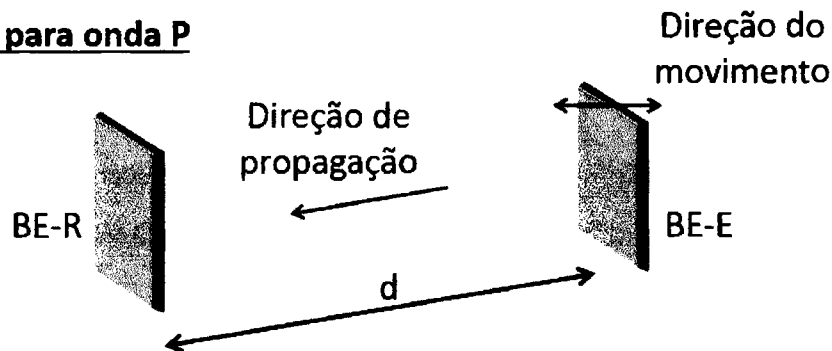


Figura 5.3 Possíveis arranjos dos BE (adaptado de EL-SEKELLY *et al.*, 2014).

Independente do arranjo para captação de onda S ou onda P, a velocidade de propagação de onda é medida por:

$$V = \frac{d}{t} \quad (5.1)$$

onde V é a velocidade que se deseja medir, d é a distância entre o BE-E e o BE-R, e t é o tempo de viagem. Um dos grandes desafios no uso de *Bender Elements* é a determinação do tempo de viagem, pois há discussões sobre como deve ser considerado (DA FONSECA *et al.*, 2009). Este assunto será tratado na seção 4.2.

A partir do V_s , medido no seu devido arranjo, faz-se uso direto da equação 2.16 para obtenção do módulo cisalhante do solo, que nesse caso, devido a deformação mecânica gerada ser inferior a $10^{-4}\%$ é chamado de módulo cisalhante máximo (G_{\max}).

5.2 MÉTODOS DE MEDIÇÃO DE V_s

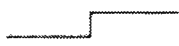



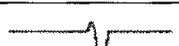
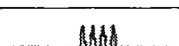
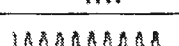

Estudos recentes relatam a dificuldade de interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de BE e recomendam o uso de no mínimo duas metodologias de análise do tempo de viagem da onda para uma melhor confiabilidade do resultado (DA FONSECA *et al.*, 2009; EL-SEKELLY *et al.*, 2014; JOVICIC *et al.*, 1996; KUMAR; MADHUSUDHAN, 2010; LEE & SANTAMARINA, 2005; VIGGIANI & ATKINSON, 1995; WANG *et al.*, 2017).

Apesar do ensaio de *Bender Element* ser simples e de medição direta, há variáveis que influenciam diretamente no resultado, segundo DA FONSECA *et al.* (2009), são elas:

- Qualidade dos equipamentos eletrônicos;
- Proteção e isolamento das placas piezoelétricas;
- Alinhamento das placas de BE;
- Ondas reflexivas em decorrência das condições de contorno da amostra ou do solo;
- Distância entre as placas;
- Dificuldade no acoplamento da placa com o solo (principalmente em baixas tensões confinantes);
- Para grandes frequências de sinais de emissão, há alteração no formato e dificuldade de identificação no resultado.

Na tentativa de obter resultados mais confiáveis, analisam-se diversos formatos de emissão de ondas, conforme apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Formatos de ondas de emissão sugeridos por diferentes autores (adaptado de DA FONSECA *et al.*, 2009)

Formato do Sinal Emissor	Referência
 Sinal quadrado ou em degrau	Dyvik & Madshus (1985); Fam & Santamarina (1995)
 Impulso	Lee & Santamarina (2005)
 Onda senoidal	Vigiani & Atkinson (1995); Brignoli <i>et al.</i> (1996)
 Pulso senoidal	Pennington <i>et al.</i> (2001)
 Senoidal distorcido (Diferentes amplitudes)	Jovićić <i>et al.</i> (1996)
 Oscilação forçada	Jovićić <i>et al.</i> (1996)
 Senoidal constante	Greening & Nash (2004)
 Senoidal com varredura de frequências	Greening & Nash (2004); Ferreira <i>et al.</i> (2006)
Sinal Randomico - Sem forma definida	Roesler (1979); Santos <i>et al.</i> (2007)

Além dos diferentes tipos de sinal emissor, existem duas abordagens para obtenção do tempo de viagem adequado, a análise no domínio do tempo, e a análise no domínio da frequência. Para os dois tipos de análise, existem diferentes metodologias (DA FONSECA *et al.*, 2009; EL-SEKELLY *et al.* 2014; MURILLO *et al.*, 2011).

As metodologias utilizadas no domínio do tempo são:

- **Identificação da chegada (“*first arrival*”)**, que é a identificação da chegada da onda cisalhante imediatamente depois de quando identificada uma inversão do sinal passando do valor nulo;
- **Pico a Pico (“*peak to peak*”)**, que é a identificação da chegada da onda cisalhante através dos primeiros picos, valores máximos, apresentados entre o BE-E e o BE-R;
- **Frequência cruzada**, método que busca identificar o ponto de chegada da onda cisalhante fazendo uso de mais de uma frequência do sinal emissor;
- **Método da múltipla reflexão (“*second arrival of the output wave*”)**, que é a identificação da chegada da onda cisalhante através do tempo decorrido entre o primeiro pico detectado no BE-R e o primeiro pico relativo a reflexão.

As metodologias utilizadas no domínio da frequência são:

- **Inversão de fase** (“*Cross-correlation of the input and output signal*”), que é a identificação da chegada da onda cisalhante através da relação de fase das ondas emitidas e recebidas em ambas as placas de BE;
- **Ponto “ π ”** (“ **π -point**”), que é a identificação da chegada da onda cisalhante através do ângulo de fase das frequências observadas nos sinais emitidos e recebidos, o que só é possível com emissão contínua de sinal:

Neste trabalho serão utilizados os métodos de chegada da onda cisalhantes (tempo de chegada), pico a pico e frequência cruzada.

A Figura 5.4 apresenta uma ilustração de como é realizada o tempo de viagem da onda cisalhante pelas metodologias de identificação de chegada e pico a pico.

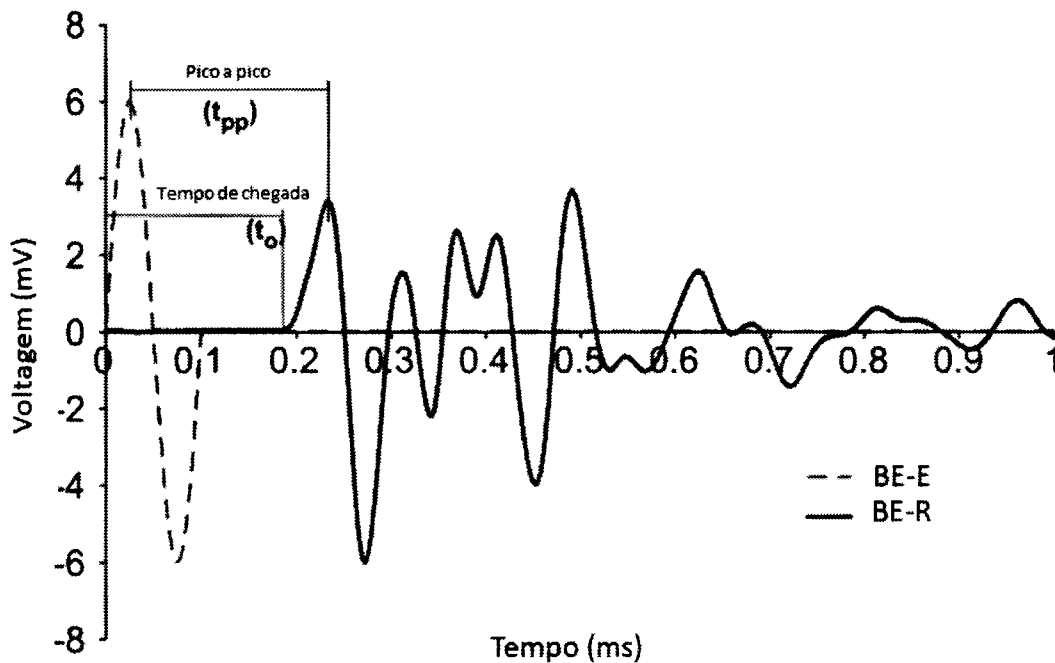


Figura 5.4 Métodos de identificação da chegada e pico a pico (adaptado de KUMAR & MADHUSUDHAN, 2010).

O método da frequência cruzada (Figura 5.5) é uma alternativa aos métodos convencionais do domínio do tempo. EL-SEKELLY *et al.* (2014) identificaram que não necessariamente precisa-se emitir uma onda cisalhante próxima à frequência ressonante (a mesma definida na seção 4.1.1 em se tratando de coluna ressonante), pois independente da frequência da emissão as ondas detectadas no receptor tinham um ponto em comum que pode ser considerado como o ponto de chegada da onda cisalhante após a emissão.

A frequência de emissão do sinal é questionada sobre como deve ser definida, uma vez que, diferentes frequências de emissão produzem resultados diferentes. Na literatura há concordância que não se sabe com exatidão qual é a frequência ressonante do sistema solo-placas-ambiente, que segundo LEE & SANTAMARINA (2005) seriam a frequência de emissão ideal para obtenção da velocidade da onda cisalhante pois elimina os efeitos da propagação de onda do ambiente e dos equipamentos.

Sob uma mesma condição de solo (tensão confinante, umidade e histórico de tensões) para diferentes frequências de emissão pode se obter diferentes resultados. Na Figura 5.5, EL-SEKELLY *et al.* (2014) ilustra a sua teoria, que servirá de base para aplicação neste estudo.

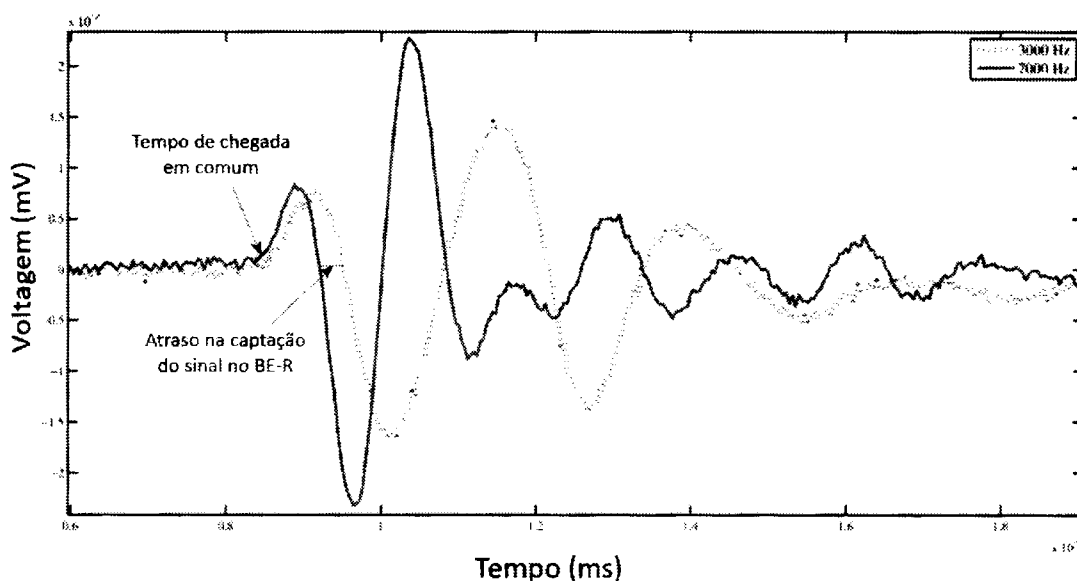


Figura 5.5 Diferença na recepção de sinal para diferentes frequências emitidas (adaptado de EL-SEKELLY *et al.* (2014).

5.3 MODELOS CENTRÍFUGOS

Os ensaios centrífugos foram realizados na centrífuga geotécnica do IFSTTAR (*Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de L'Aménagement et des Réseaux*). A centrífuga (Figura 5.6) possui um raio de 5,50 m (distância entre o eixo e a plataforma da cesta), com capacidade para rodar modelos de até 2 toneladas de massa a uma aceleração centrífuga máxima de 100 g. Outras características e maiores detalhes podem ser consultado em FAGUNDES (2016). Estes ensaios tiveram o acompanhamento dos professores orientadores desta pesquisa.

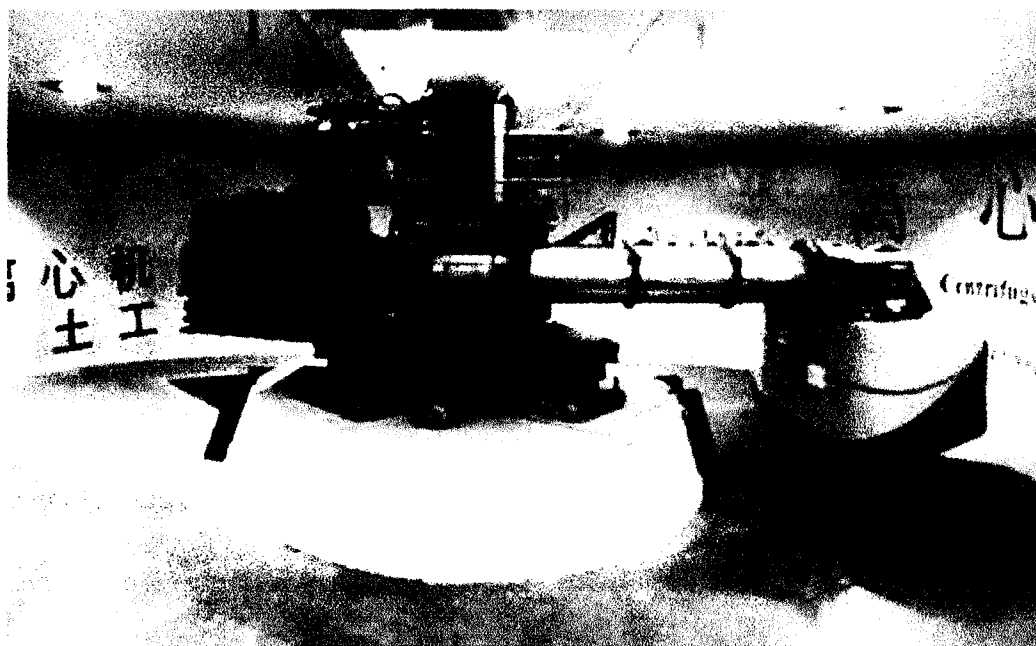


Figura 5.6 Centrífuga geotécnica do IFSTTAR (DERKX *et al.*, 2006).

Os ensaios de *Bender Elements* foram realizados em modelos centrífugos criados para simulação sísmica em geometrias planas e cânions, assim, utilizou-se uma caixa especial para tal modelagem. A caixa utilizada nesta pesquisa (Figura 5.7), possibilita o acompanhamento dos deslocamentos laterais do solo, induzidos pelos sismos, permitindo a livre movimentação horizontal das suas paredes. A caixa possui dimensões internas de 80cm de comprimento, 30cm de largura e altura de até 45cm. Este modelo de caixa apresenta um conceito de viga de cisalhamento equivalente (ESB – *Equivalent Shear Beam*). Tal modelo de caixa é projetada para minimizar a influência da rigidez da caixa no movimento do solo quando induzido à um sismo (DERKX *et al.*, 2006).

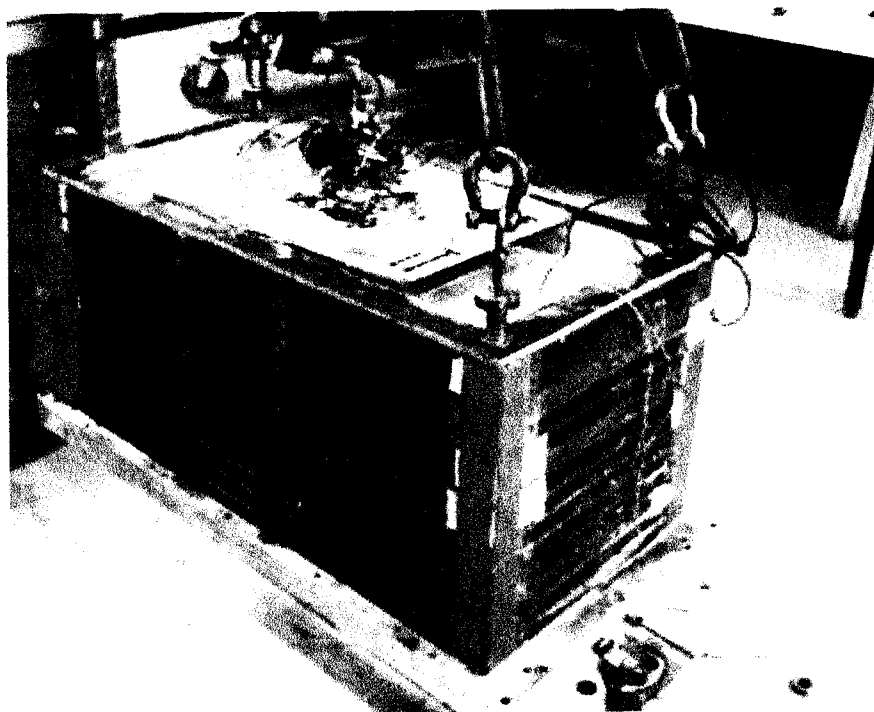


Figura 5.7 Caixa utilizada no modelo estudado (FERNANDES *et al.*, 2017).

Apesar de a caixa permitir livre movimentação, para os ensaios realizados neste trabalho, a caixa encontrava-se em uma condição que não permitia movimentação lateral (“presa”). A medição da velocidade da onda cisalhante após o solo sofrer livre movimentação não é escopo deste trabalho.

5.3.1 Montagem e preparação do modelo centrífugo

A preparação dos modelos centrífugos realiza-se em duas fases: a) adensamento a 1g (gravidade natural), utilizando adensômetro para aplicar tensões controladas – igualmente ao realizado na seção 3.2.1 na preparação das amostras para os ensaios de coluna ressonante, porém em proporções maiores e b) colocação da caixa com uma aceleração pré-definida para atingir a aceleração desejada de 40g.

A primeira fase da preparação do modelo inicia-se com o adensamento a 1g. O caulim foi misturado com o mesmo teor de umidade apresentado na seção 4 ($w = 1,5.w_l = 94\%$). Essa mistura foi colocada na caixa de ensaio com a finalidade de obter a primeira camada. O maciço de solo é então obtido pela superposição e adensamento de 4 camadas de caulim, material utilizado nos ensaios de coluna ressonante (capítulo 4) e caracterizado na capítulo 3 deste trabalho.

As camadas foram dimensionadas para que ao final do adensamento o modelo tenha altura de 38cm. Cada camada é submetida a um determinado valor de tensão vertical por meio de um pistão, com as mesmas dimensões da caixa, controlado por um sistema hidráulico capaz de manter constante o valor de tensão vertical (Figura 5.8). O processo de adensamento em camadas tem por objetivo alcançar uma maior espessura de solo adensado devido a limitação de altura da caixa, e também facilitar a colocação de instrumentos ao final do adensamento de cada camada. As camadas de argila foram adensadas em incremento de tensões verticais até a tensão vertical desejada (300-350 kPa), similar ao que foi realizado na seção 3.2.1. A tensão de adensamento é estabelecida através do perfil de tensões desejado e também pela resistência não drenada (teórica) desejada.

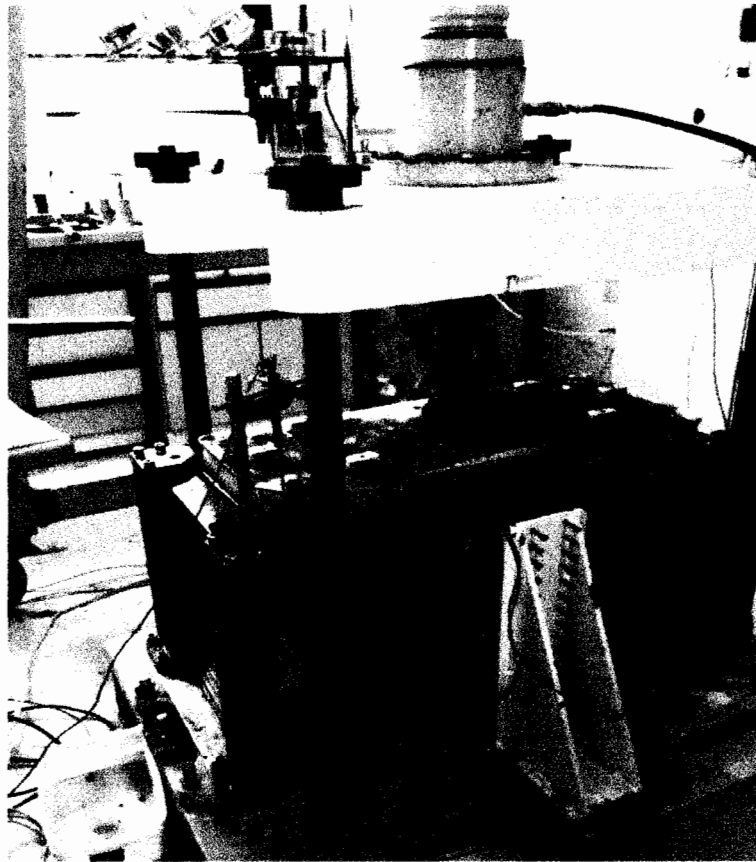


Figura 5.8 Modelo centrífugo em adensamento a $1g$ (FERNANDES *et al.*, 2017).

Realizaram-se medidas de umidade em profundidades diferentes para determinar o peso específico do solo. Na

Figura 5.9 apresenta-se o perfil de peso específico do maciço de solo. Assume-se que o solo estava saturado e através do valor da umidade obtém-se o peso específico natural médio do solo.

O peso específico natural (γ_n) do solo é encontrado por:

$$\gamma_n = \frac{\gamma_s \cdot (1+w)}{(1+w \cdot G_s)} \quad (5.2)$$

sendo, γ_s o peso específico dos sólidos, w a umidade e G_s a densidade dos sólidos, conforme apresentado na Tabela 3.3.

$$\gamma_s = \gamma_{\text{água}} \cdot G_s \quad (5.3)$$

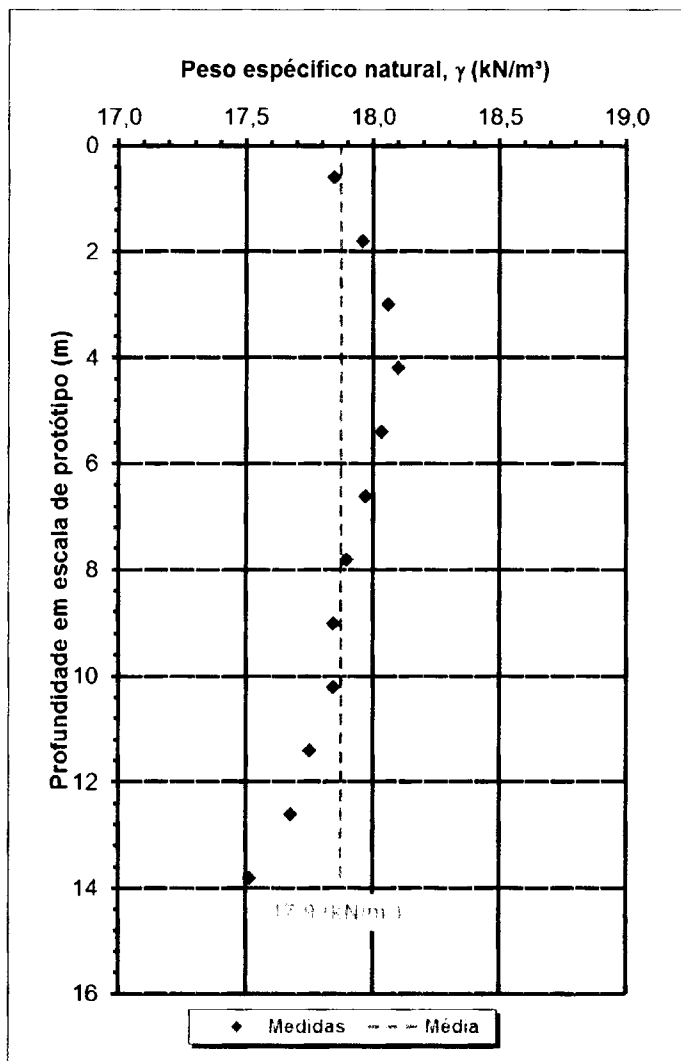


Figura 5.9 Perfil de peso específico natural (S01-0).

Foram ensaiados dois modelos centrífugos (chamados de S00-0 e S01-0), ambos com perfil de tensões ligeiramente diferentes, conforme apresentado na Figura 5.10. Com relação ao peso específico natural do solo, foi adotado que em ambos os modelos o valor foi de 17,9 kN/m³, valor referente a média apresentada na

Figura 5.9.

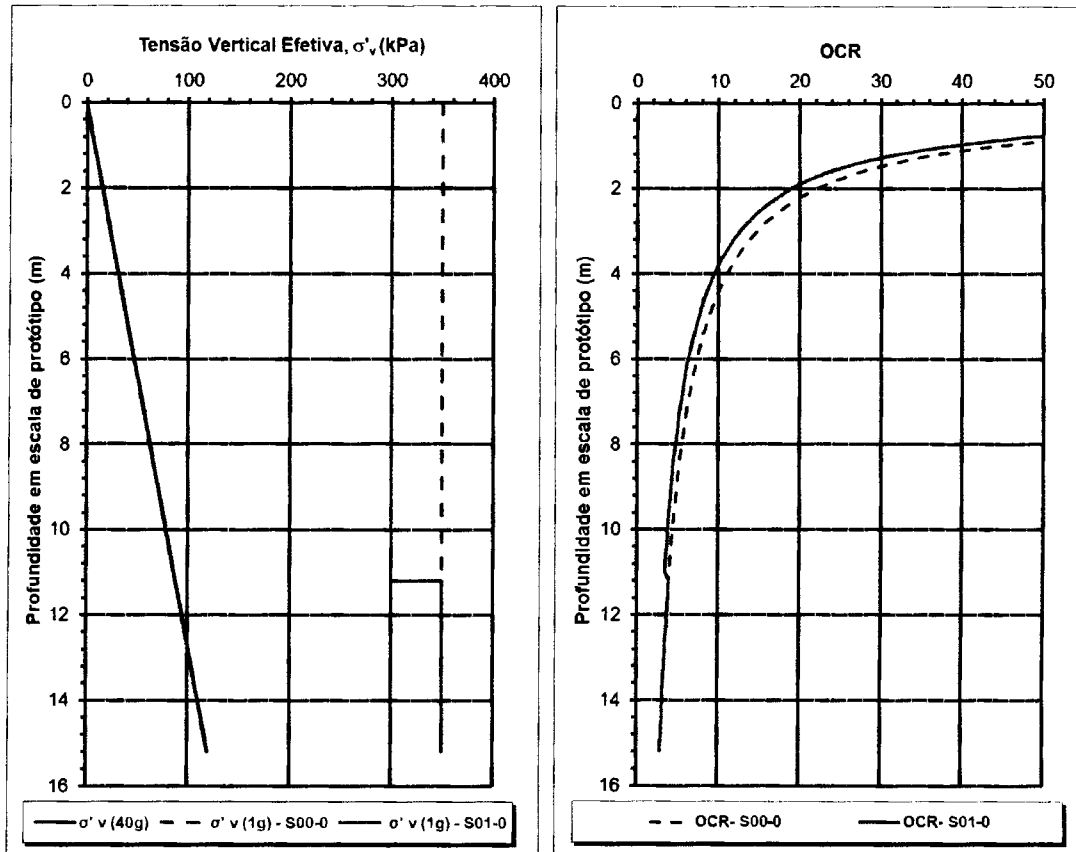


Figura 5.10 Perfil de tensões dos modelos.

Ressalta-se que nas laterais de toda a caixa foi colocado geossintéticos não tecido para auxiliar na drenagem. O esquema de drenagem utilizado durante o adensamento do modelo centrífugo é apresentado na Figura 5.11.

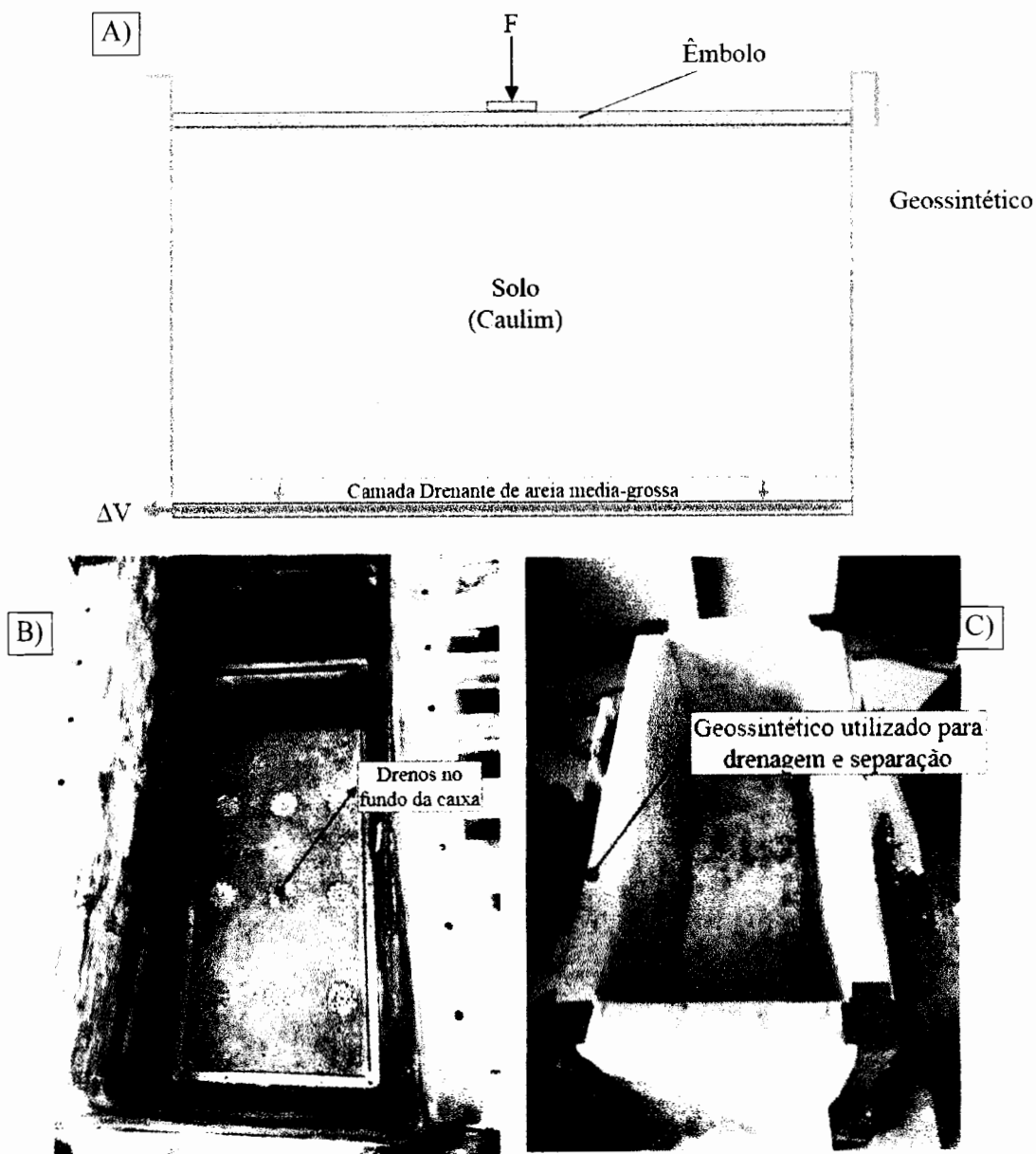


Figura 5.11 A) Esquema geral de adensamento do modelo B) Drenos ao fundo da caixa e C) Colocação do geossintético.

Durante adensamento das camadas de caulim, são colocados os instrumentos de medição que são estrategicamente posicionados ao fim do adensamento de cada camada. No modelo S01-0 os *Bender Elements* do nível mais raso (BE-2) foram inseridos posteriormente ao adensamento (Figura 5.12). A Figura 5.13 apresenta a placa piezoelétrica utilizada, com pintura epóxi para garantir isolamento elétrico com o solo.

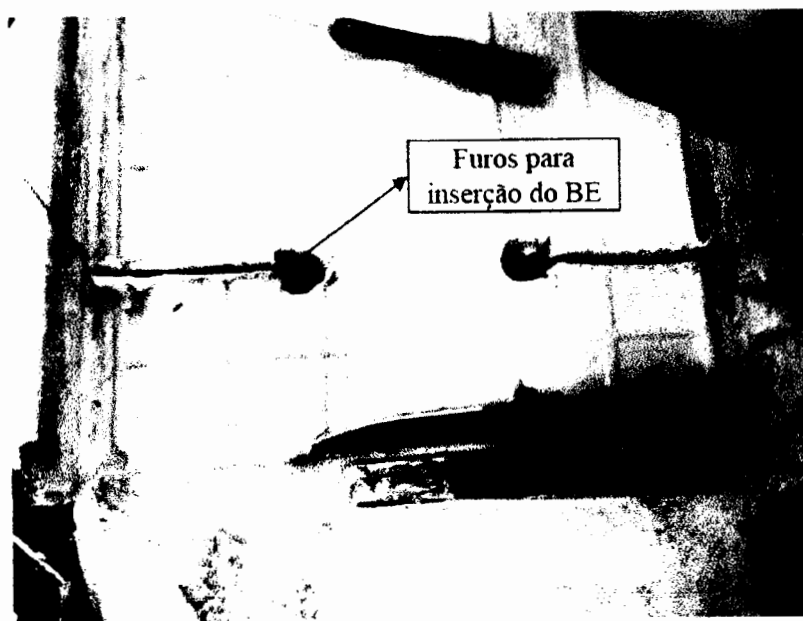


Figura 5.12 Inserção de equipamentos após o adensamento do modelo.

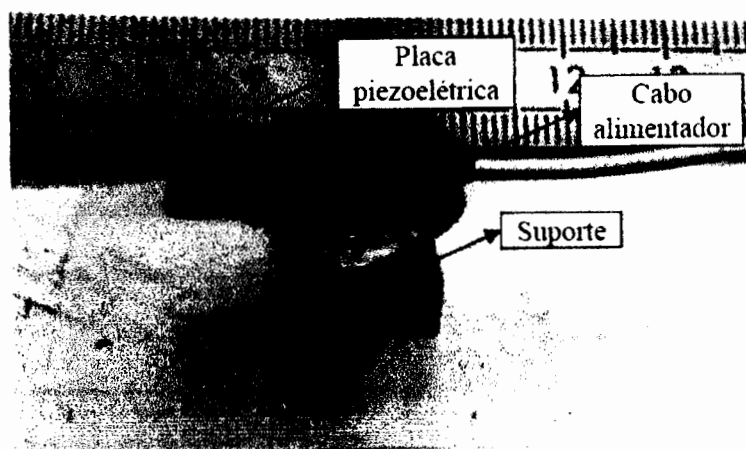


Figura 5.13 Placa piezoelétrica utilizada.

Após a colocação de toda instrumentação, o modelo é embarcado na centrífuga onde todas as fiações provenientes dos sensores de monitoramento e captação dos sinais são plugadas e posicionadas para suportar o campo gravitacional que será induzido durante a execução dos ensaios (Figura 5.14).



Figura 5.14 Vista geral do modelo embarcado.

Na segunda fase da preparação do modelo centrífugo, inicia-se a rotação da centrífuga. Após atingir a aceleração desejada, monitoram-se os recalques superficiais (Figura 5.15) para que fosse atingida a equalização das tensões envolvidas ao nível de 40g. Após estabilização dos recalques foram realizados os ensaios de *Bender Elements* em profundidades previstas.

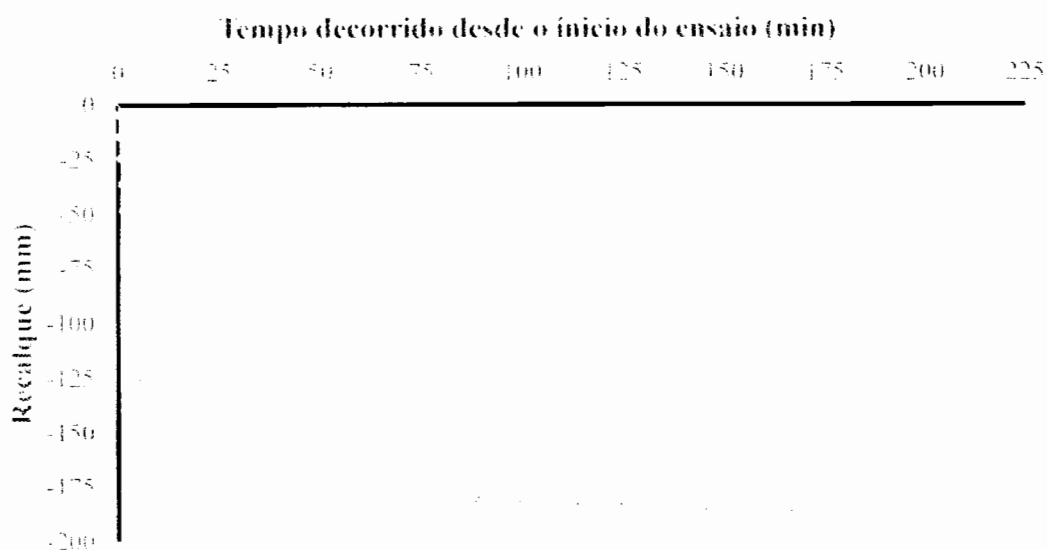


Figura 5.15 Medição de recalque em voo (S00-0).

5.3.2 Modelos utilizados e sua instrumentação

Foram realizados dois modelos centrífugos no presente estudo. As diferenças entre eles consistiram na instrumentação utilizada (

Figura 5.16), no perfil de tensões e na quantidade de ensaios de Bender Elements realizados.

O modelo 1 (S00-0) contou com uma instrumentação de dezessete acelerômetros, representados pelas setas em vermelho, dois medidores de poro pressão, representados pelos pontos em azul e um par de *Bender Elements* representados pelos retângulos em preto. Neste modelo, foram utilizadas as frequências de emissão da onda cisalhante de 3, 5, 10, 15 e 18 kHz. As frequências foram definidas em uma faixa que contemplasse os valores médios estimados da frequência ressonante para argila mole, que é de aproximadamente 10kHz.

Já o modelo S01-0, foi instrumentado com dezessete acelerômetros, quatro medidores de poro pressão, e dois pares de *Bender Elements*. No modelo S01-0, foram utilizadas as frequências de emissão da onda cisalhante de 2, 5, 10, 15 e 20 kHz nos dois níveis de BE.

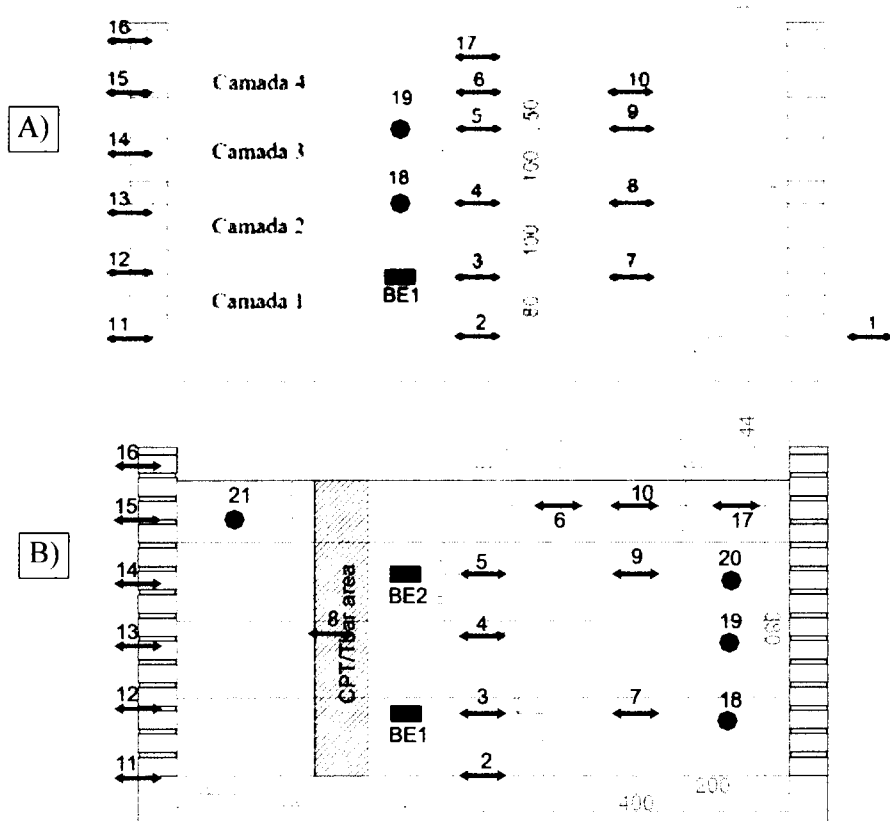


Figura 5.16 Instrumentação dos modelos ensaiados: A)S00-0 e B)S01-0.

Em ambos os modelos, foram realizados os ensaios de T-bar e CPT para verificação da resistência não-drenada (S_u) a fim de verificar a homogeneidade do solo. A aferição da resistência não drenada é uma das formas de verificar se o modelo possui compatibilidade com o que foi previsto quanto o seu histórico de tensões e adensamento. Tal resistência obtida também serve para validação dos eventos realizados posteriormente no modelo. A Figura 5.17 apresenta os perfis de resistência obtidos nos ensaios de T-bar comparados com a resistência teórica calculada segundo modelo SHANSEP (3.10) e parâmetros apresentados na seção 3.4 e Tabela 3.3. Observa-se em geral boa concordância entre valores teóricos e experimentais.

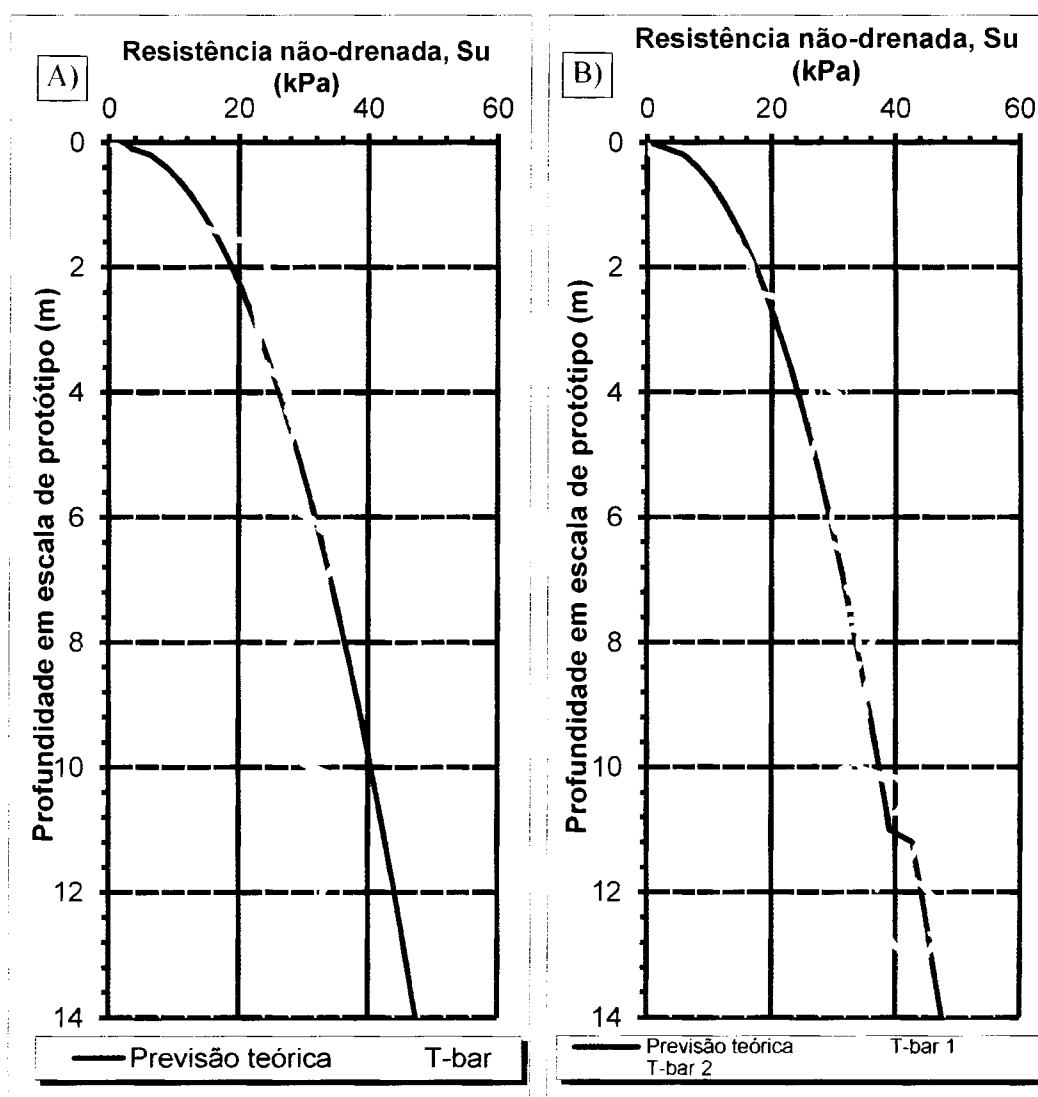


Figura 5.17 Perfil de resistência dos modelos: A) S00-0 e B) S01-0.

5.4 RESULTADOS

Os resultados apresentados a seguir, foram obtidos utilizando as metodologias no domínio do tempo (DT) descritas na seção 5.2 que consistiram em determinar as velocidades da onda cisalhante através do tempo de viagem e a distância entre as placas dos bender elements (BE).

Apresenta-se a seguir uma análise preliminar para cada metodologia proposta de interpretação e obtenção de V_s . A análise dos resultados utilizou como base os dados do *bender element* na posição 1 (BE-1) do ensaio S00-0 (ver Figura 5.16(A)), na frequência de emissão de 3kHz. Os itens 5.4.1, 5.4.2 e 5.4.3 apresentam somente a análise para o ensaio escolhido como base e exemplificação

Após análise de cada metodologia e o seu respectivo tempo de viagem da onda cisalhante, foram reunidos os tempos de viagem respectivos à cada metodologia. Analisou-se o valores do módulo cisalhante para cada ensaio de BE para identificar um valor médio do módulo cisalhante máximo. O módulo cisalhante foi determinado pela equação (2.16) apresentada na seção 2.3.1 que trata sobre O módulo cisalhante (G) e o módulo de Young (E).

5.4.1 Análise do tempo de viagem da onda cisalhante pelo método do tempo de chegada

A Figura 5.18 apresenta o método de identificação da chegada da onda cisalhante no BE-R. Tal procedimento de identificação foi utilizado em todos os ensaios, sendo, os seus gráficos apresentados no anexo G deste trabalho.

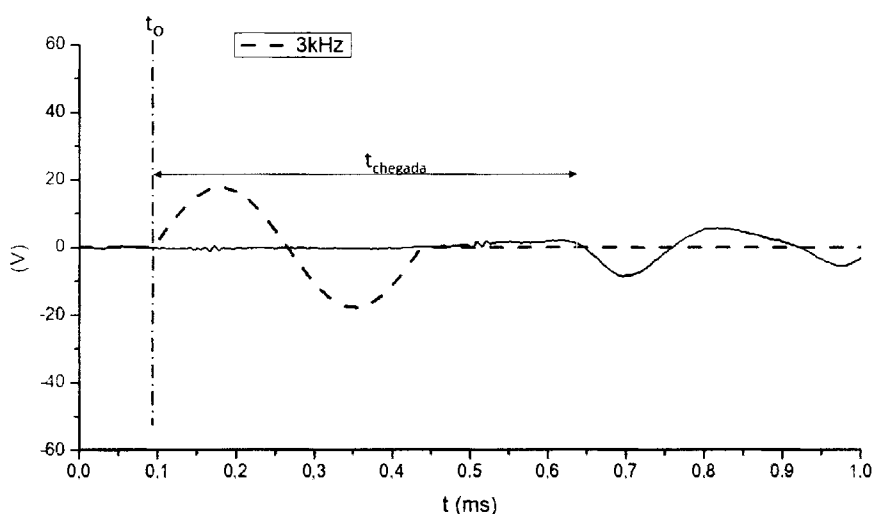


Figura 5.18 Aplicação da metodologia do tempo de chegada.

5.4.2 Análise do tempo de viagem da onda cisalhante pelo método pico a pico

A Figura 5.19 apresenta o método de identificação da viagem da onda cisalhante até o BE-R pelo método da identificação pico a pico. Tal procedimento de identificação foi utilizado em todos os ensaios, sendo, os seus gráficos apresentados no anexo H deste trabalho.

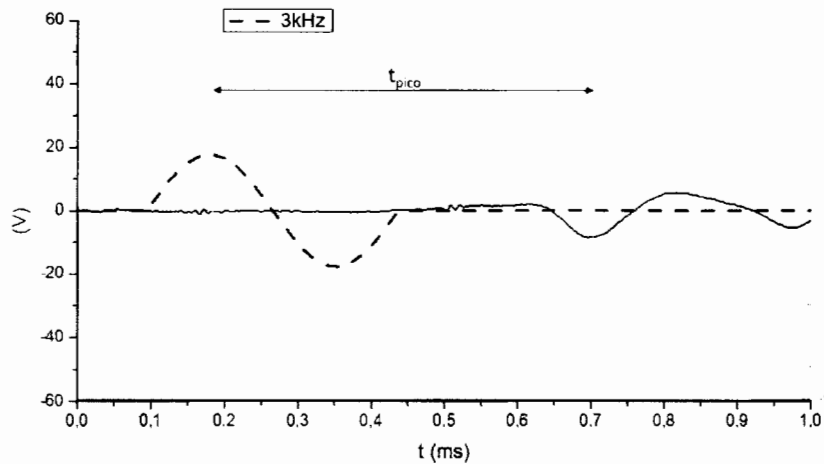


Figura 5.19 Aplicação da metodologia de pico a pico.

5.4.3 Análise do tempo de viagem da onda cisalhante pelo método das frequências cruzadas

Para determinação do tempo de viagem na metodologia da frequência cruzada requer outra emissão de onda, o exemplo utilizado (ensaio BE01 - S00-0 na frequência de 3kHz) foi comparado com uma onda emitida na frequência de 5kHz, conforme apresenta-se na Figura 5.20.

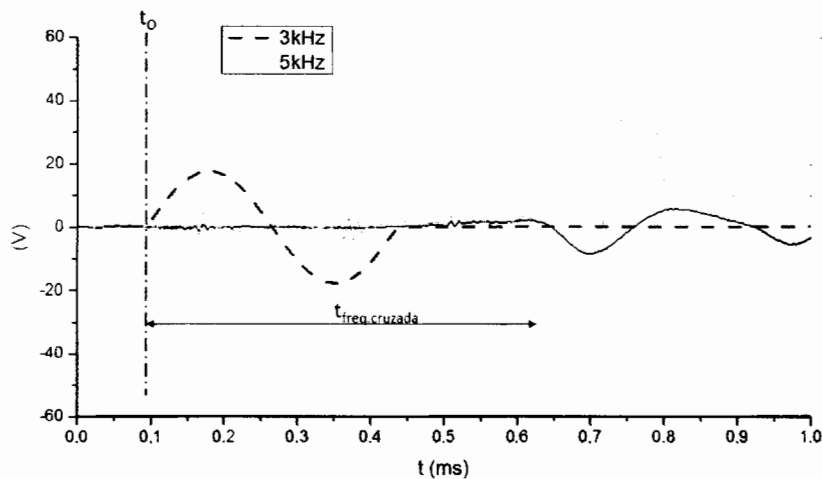


Figura 5.20 Aplicação da metodologia das frequências cruzadas

Na análise do tempo de viagem da onda cisalhante, observou-se que em todos os ensaios o agrupamento das frequências mais baixas (2, 3 e 5kHz) apresentaram resultados ligeiramente diferentes comparados com os ensaios agrupando as frequências mais altas (10, 15, 18 e 20kHz). No anexo I são apresentados os resultados e os devidos agrupamentos para cada ensaio.

A Tabela 5.2 apresenta os resultados compilados já em termos de módulo cisalhante máximo, para todos os ensaios, métodos e frequências de emissão de onda cisalhante.

Tabela 5.2 Resultados compilados de *Bender Elements*.

Ensaio	BE	Freq.	Método de análise	s (mm)	Tempo (ms)		Vs (m/s)	ρ (kg/m ³)	G (Mpa)		
					Input	Output					
S00-0	BE01	3kHz	Chegada	90	0,095	0,631	167,97	1790	50,50		
		5kHz		90	0,095	0,610	174,99	1790	54,81		
		10kHz		90	0,095	0,521	211,23	1790	79,86		
		15kHz		90	0,095	0,555	195,87	1790	68,67		
		18kHz		90	0,095	0,560	193,83	1790	67,25		
		3kHz	Pico a Pico	90	0,179	0,695	174,27	1790	54,36		
		5kHz		90	0,145	0,679	168,61	1790	50,89		
		10kHz		90	0,119	0,641	172,41	1790	53,21		
		15kHz		90	0,112	0,629	174,05	1790	54,22		
		18kHz		90	0,110	0,638	170,29	1790	51,91		
		Grupo 1	Freq.Cruzada	90	0,095	0,623	170,52	1790	52,05		
		Grupo 2		90	0,095	0,493	226,24	1790	91,62		
		S01-0	BE01	2kHz	Chegada	90	0,095	0,424	273,89	1790	134,28
				5kHz		90	0,095	0,436	264,32	1790	125,06
10kHz	90			0,095		0,421	275,90	1790	136,26		
15kHz	90			0,095		0,417	279,96	1790	140,30		
20kHz	90			0,095		0,390	304,81	1790	166,30		
2kHz	Pico a Pico			90	0,224	0,483	346,77	1790	215,24		
5kHz				90	0,145	0,460	286,36	1790	146,79		
10kHz				90	0,119	0,441	279,81	1790	140,14		
15kHz				90	0,110	0,431	280,00	1790	140,34		
20kHz				90	0,105	0,410	295,31	1790	156,10		
Grupo 1	Freq.Cruzada			90	0,095	0,406	289,88	1790	150,42		
Grupo 2				90	0,095	0,394	300,87	1790	162,04		
S01-0	BE02			2kHz	Chegada	90	0,095	0,390	304,81	1790	166,30
				5kHz		90	0,095	0,462	245,43	1790	107,82
		10kHz	90	0,095		0,448	255,38	1790	116,74		
		15kHz	90	0,095		0,443	258,88	1790	119,96		
		20kHz	90	0,095		0,431	268,05	1790	128,62		
		2kHz	Pico a Pico	90	0,221	0,486	340,55	1790	207,59		
		5kHz		90	0,145	0,529	234,78	1790	98,67		
		10kHz		90	0,119	0,483	247,05	1790	109,25		
		15kHz		90	0,110	0,471	248,68	1790	110,70		
		20kHz		90	0,105	0,452	258,90	1790	119,99		
		Grupo 1	Freq.Cruzada	90	0,095	0,438	262,28	1790	123,14		
		Grupo 2		90	0,095	0,437	263,41	1790	124,20		

Afim de obter apenas um valor para cada BE, obteve-se a média de todos os resultados em termos de frequência e metodologia que são apresentadas nas figuras 5.21 e 5.22. Observa-se que nos ensaios realizados no modelo S01-0 foram desprezadas as medidas realizadas na frequência de 2kHz. Tais medidas apresentaram uma dispersão que foi considerada excessiva.

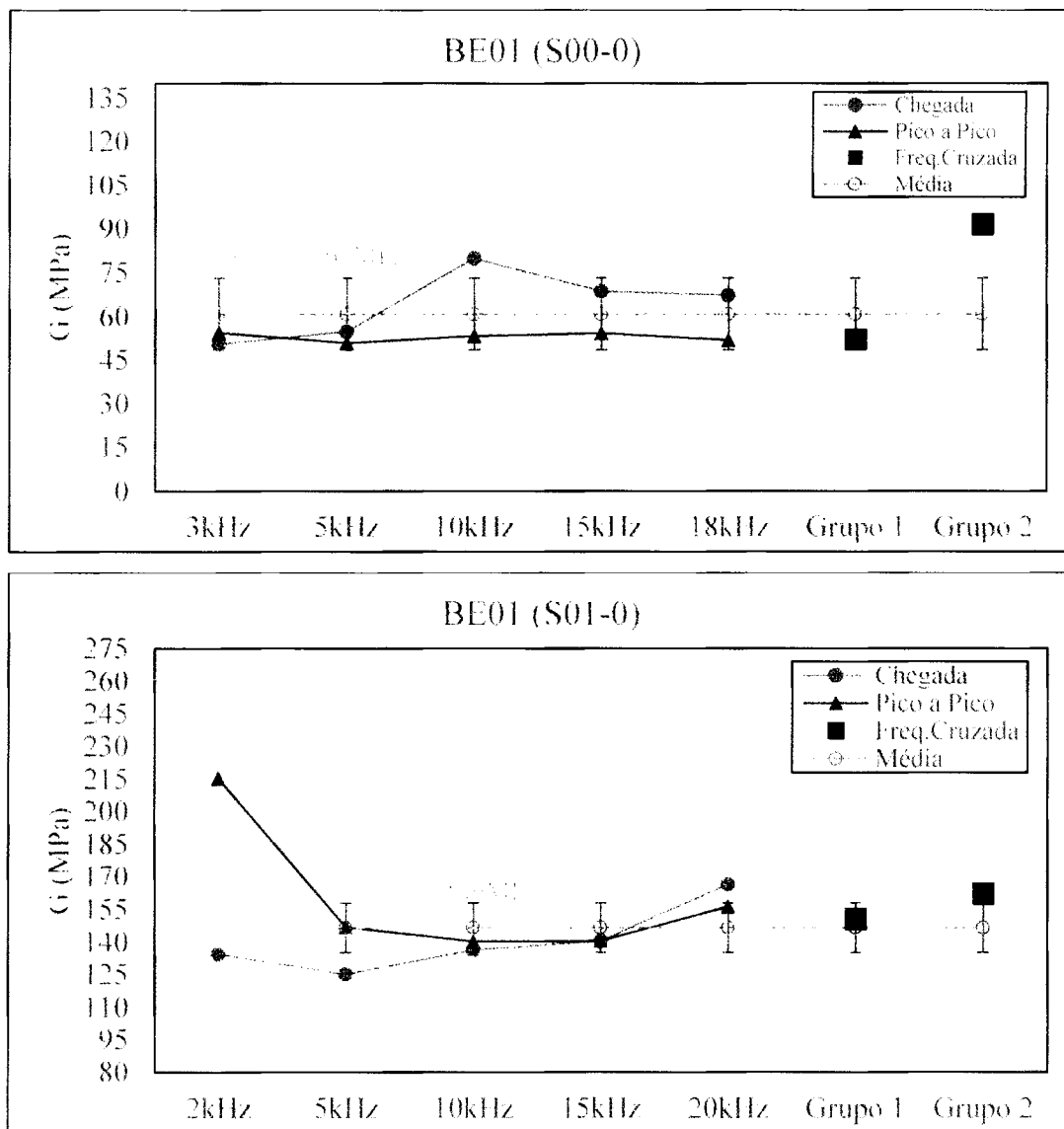


Figura 5.21 Médias obtidas dos ensaios de Bender Elements 01.

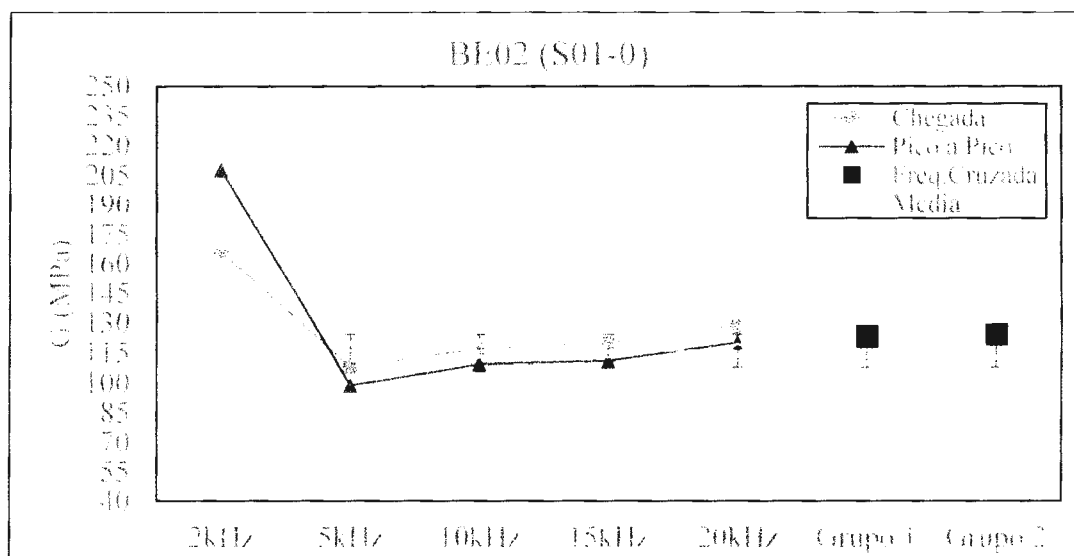


Figura 5.22 Médias obtidas dos ensaios de *Bender Elements* 02.

5.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM PREVISÕES TEÓRICAS

Destaca-se que a maioria das previsões teóricas para o módulo cisalhante foram realizadas a partir de ensaios dinâmicos em laboratório (ensaios de coluna ressonante, triaxial cíclico e *Bender Element*) (DA FONSECA *et al*, 2009) e que para uma comparação com os resultados apresentados neste trabalho tais previsões teóricas serão assumidas como válidas para os ensaios realizados com BE em centrífuga.

Assim, compilou-se os resultados apresentados de coluna ressonante para o módulo cisalhante máximo juntamente com as médias obtidas nos ensaios com *Bender Elements*. Os resultados compilados dos ensaios são apresentados na Tabela 5.3 juntamente com as suas principais características.

Tabela 5.3 Tabela dos resultados compilados de BE e CR

Modelo	BE	e	ρ (kg/m ³)	OCR	σ'_m (kPa)	$G_{m\acute{a}x}$ (MPa)
S00-0	BE01	1,044	1790	3,69	96,461	61
S01-0	BE01	1,044	1790	3,69	96,461	146
S01-0	BE02	1,044	1790	7,5	48,457	116
CR1	CP1	0,888	1843,4	1	280	76,371
CR2		0,843	1864,88	1	350	118,06
CR3		0,812	1879,91	1	420	134,1
CR4		0,76	1906,58	1	560	156,56
CR5		0,788	1892,23	2	280	131,5
CR6		0,808	1881,78	4	140	113,11
CR7		0,835	1868,71	8	70	90,747
CR8		CP2	0,83	1907,48	1	280
CR9	0,781		1930,93	1	350	108,53
CR10	0,743		1950,04	1	420	121,29
CR11	0,688		1979,56	1	560	160
CR12	0,721		1961,82	2	280	168,09
CR13	0,749		1947,1	4	140	119,8
CR14	0,767		1937,85	8	70	97,043
CR15	0,785		1929,13	16	35	87,027

5.5.1 Previsões teóricas para o módulo cisalhante máximo ($G_{m\acute{a}x}$)

Já é sabido na literatura que o módulo cisalhante máximo é influenciado por diversos fatores, dentre os quais: fatores do solo e do estado de tensões bem como externos (temperatura, velocidade do equipamento que faz a medição entre outros) (DARENDELI, 2001). Como apresentado em (BARROS, 1997), há dois modelos de previsões do módulo cisalhante, sendo um modelo baseado na correlação da velocidade de onda cisalhante e o estado do solo e outro através de uma correlação empírica do módulo G com o estado do solo e o tipo de solo.

É importante destacar que as previsões do módulo cisalhante tendem a potencializar o erro ocasionado na medição da velocidade da onda cisalhante, uma vez que na formulação da sua definição (equação 2.16 utilizada na dedução teórica do módulo cisalhante obtido em coluna ressonante) é diretamente proporcional ao quadrado da velocidade da onda cisalhante.

5.5.1.1 Previsão de V_s

Neste estudo serão abordados dois métodos de previsão de V_s . A primeira formulação para previsão de V_s , utilizada aqui, foi concebida por HARDIN & BLACK (1969). Conforme apresentado por BARROS (1997), para argilas em geral a formulação é:

$$V_s = (103,6 - 34,93e) \cdot OCR^{K/2} \bar{\sigma}_c^{0,25} \quad (5.4)$$

Onde K, é uma constante relacionada ao tipo do solo e neste caso, considerada igual a 0,3 para solos argilosos.

Alternativamente à formulação de HARDIN & BLACK (1969), ANDERSON & RICHART (1974) identificaram que a formulação estabelecida por HARDIN & BLACK (1969) precisava de ajustes nos coeficientes para que se aproximasse dos resultados obtidos para 6 tipos de argilas, assim manteve-se o valor do coeficiente K igual a 0,3.

$$V_s = (76,24 - 31,28e) \cdot OCR^{K/2} \bar{\sigma}_c^{0,25} \quad (5.5)$$

5.5.1.2 Previsão de $G_{máx}$

Como a variável de interesse físico é o módulo cisalhante máximo ($G_{máx}$), HARDIN & DRNEVICH (1972) estabeleceram uma formulação geral que levasse em consideração o tipo do solo, expresso pelos coeficientes A, K e n; a condição do solo expressa em termos do índice de vazios e; e o estado de tensões do solo expresso em termos da tensão confinante e a razão de sobreadensamento (OCR). A formulação geral é dada por:

$$G_{máx} = A \cdot f(e) \cdot OCR^K \cdot P_{atm}^{(1-n)} \cdot \bar{\sigma}_c^n \quad (5.6)$$

A partir de então, diversos autores foram adaptando a equação 5.6 a fim de encontrar o melhor ajuste par os seus resultados. A Tabela 5.4 apresenta alguns autores com os devidos ajustes e considerações para o tipo de solo estudado.

Tabela 5.4 Autores e coeficientes para previsão de $G_{m\acute{a}x}$.

Autor	Tipo de Solo	Coeficiente	Valor
HARDIN (1978)	Argila	A	625
		K	0,3
		n	0,5
		$f(e) = \frac{1}{(0,3 + 0,7e^2)}$	
ATHANSOPOULOS & RICHART (1983)	Argila	A	677
		K	0,42
		n	0,41
		$f(e) = \frac{1}{(0,34 + 0,7e^2)^{1,361}}$	
MARCUSON & WAHLS (1972)	Caulim	A	450
		K	0,5
		n	0,5
		$f(e) = \frac{(2,97 - e)^2}{(1 + e)}$	
VIGGIANI & ATKINSON (1995)	Caulim Speswhite	A	400
		K	0,2
		n	0,5
		$f(e) = 1$	

VIGGIANI & ATKINSON (1995) perceberam que o fator $f(e)$, que é referente à parcela do estado do solo, estaria sendo redundante colocá-lo como uma variável dependente, uma vez que já estaria expresso na tensão confinante e OCR.

Na mesma premissa de VIGGIANI & ATKINSON (1995), BARROS *et al.* (2007) estabeleceu uma relação envolvendo a tensão confinante e OCR das argilas marinhas brasileiras, excluindo valores quando tem-se OCRs maiores que 4, sendo expressa por:

$$\frac{G_{m\acute{a}x}}{P_{atm}} = 287 \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}_c}{P_{atm}} \right)^{0,84} \cdot OCR^{0,63} \quad (5.7)$$

5.5.2 Compilação dos resultados com as previsões teóricas

Apresentados os diferentes modelos de previsões tanto para o módulo cisalhante, quanto para a velocidade da onda cisalhante, realizou-se uma comparação em grupos. Como apresentado na Tabela 5.3 os ensaios possuem diferentes índices de vazios, tensões confinantes e valores de OCR, o que gera uma previsão para cada tendência de ensaio.

Assim, são apresentados na Figura 5.23 todos os ensaios quando comparados as formulações que são independentes do índice de vazios (VIGGIANI & ATKINSON, 1995; BARROS *et al.*, 2007). E nas figuras 5.24, 5.25 e 5.26 são comparados os resultados de cada ensaio (CP1, CP2 e BE) com os modelos de previsão que dependem do índice de vazios.

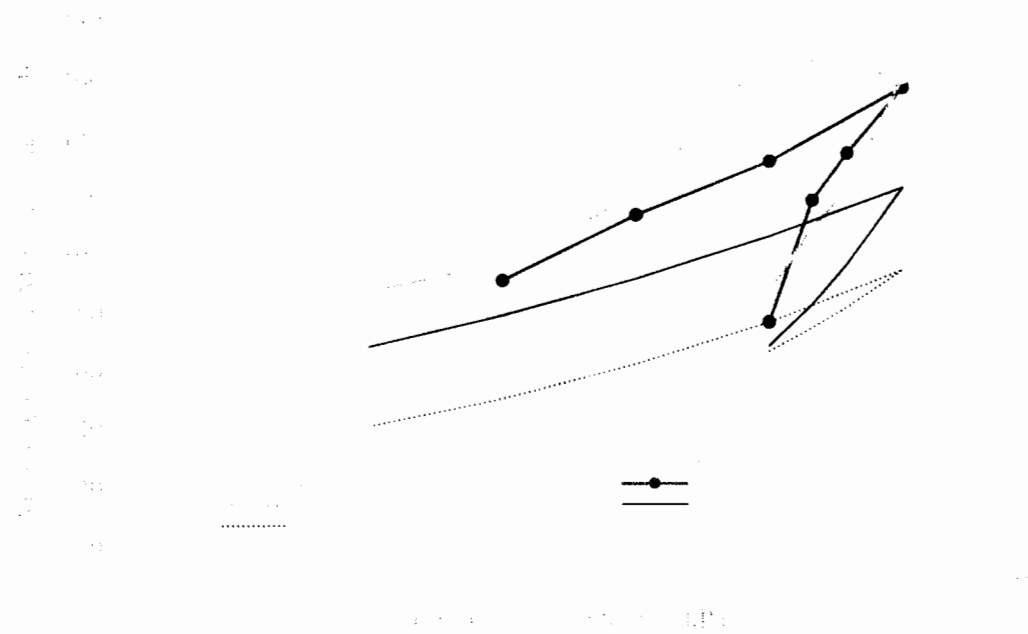


Figura 5.23 Resultados comparados com modelos independentes do índice de vazios.

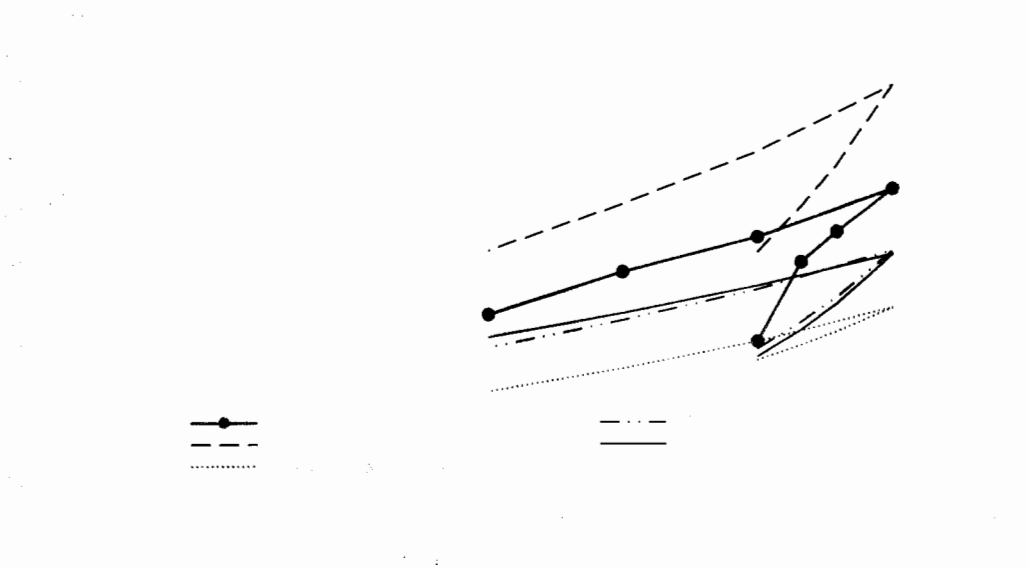


Figura 5.24 Comparação dos resultados de Coluna Ressonante com as previsões teóricas para o CP1.

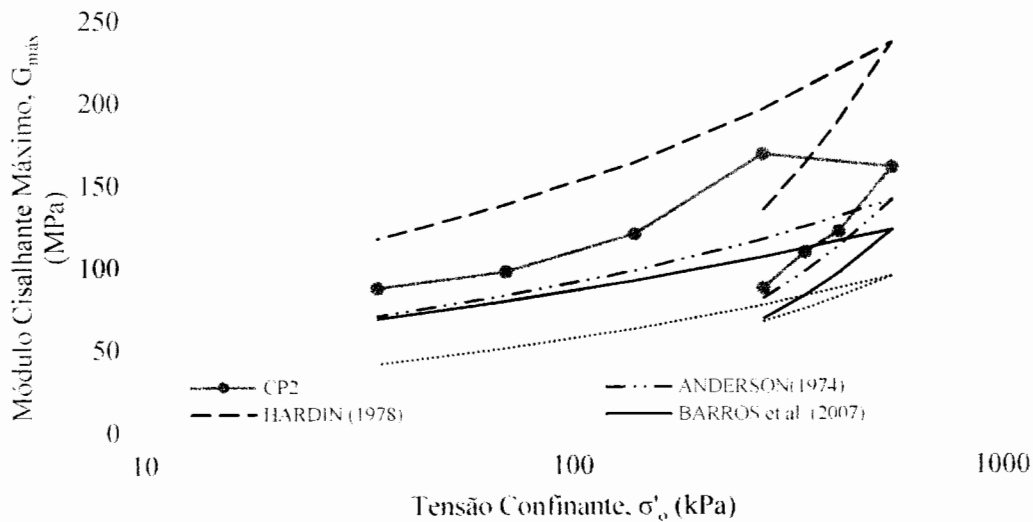


Figura 5.25 Comparação dos resultados de Coluna Ressonante com as previsões teóricas para o CP2.

As previsões segundo os autores ATHANASOPOULOS & RICHART (1983), HARDIN & BLACK (1968), MARCUSON & WAHLS (1972) foram retiradas das comparações pois estavam distantes dos resultados apresentados, e assim não foram consideradas relevantes nas comparações.

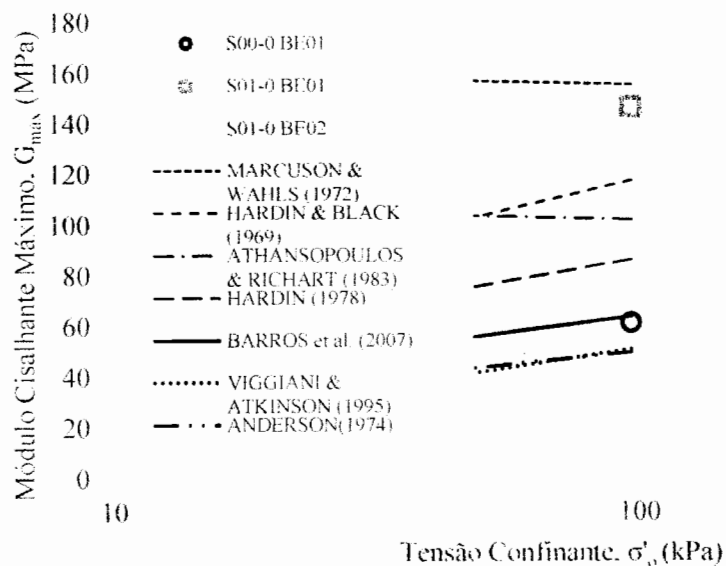


Figura 5.26 Comparação dos resultados de *Bender Elements* com as previsões teóricas.

Relativo à convergência dos resultados com os modelos teóricos observa-se que de todos os ensaios realizados, somente o ensaio de BE01 (S00-0) se enquadrou com a previsão de BARROS *et al.* (2007). As demais previsões divergiram dos resultados obtidos. Há que se relatar, também, que os próprios resultados de Coluna Ressonante e *Bender Element* são dispersos entre si. Tal dispersão de resultados para uma mesma tensão confinante e mesmo índice de vazios também foi relatada por BENZ (2007), como mostrado na Figura 5.27.

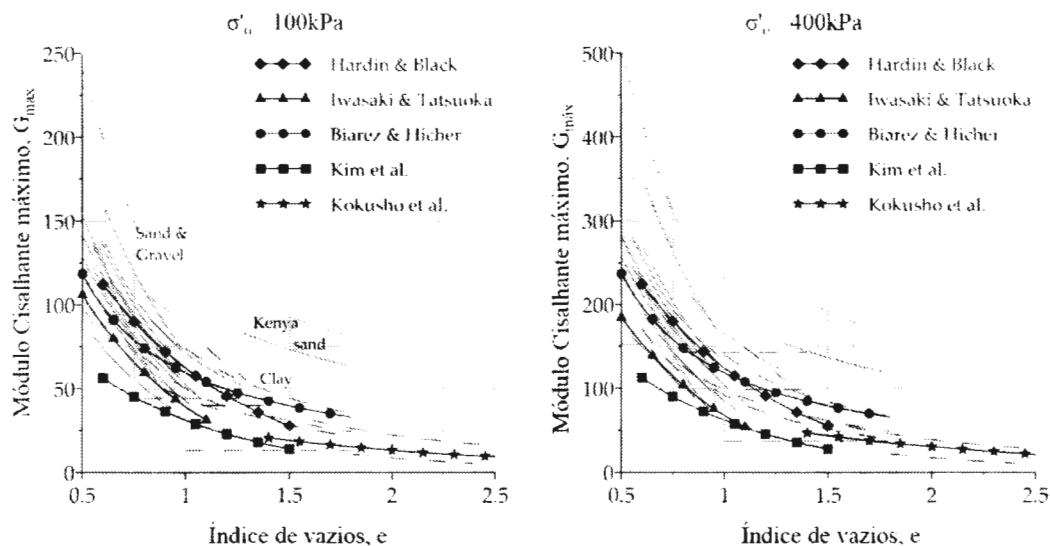


Figura 5.27 Variação do G_{\max} com índice de vazios para uma mesma tensão confinante. (Adaptado de BENZ, 2007)

5.6 CONCLUSÕES DO CAPITULO

- Os métodos utilizados para identificação do tempo de viagem da onda cisalhantes se mostraram coerentes entre si e não apresentaram uma dispersão relevante;
- Os sinais obtidos no receptor não apresentam continuidade com os sinais emitidos;
- Apesar de que as previsões teóricas, para os ensaios de coluna ressonante apresentaram valores diferentes dos resultados obtidos, seu formato foi semelhante. Podendo ser reajustados seus coeficientes, a diferença encontrada poderia ser dirimida;
- Os resultados dos módulos cisalhantes máximos apresentaram uma dispersão entre si (BE1-S00-0 e BE1-S01-0) e também quando comparado aos modelos de previsão teóricos, porém estão na ordem de grandeza (10^8 Pa).

- Um dos maiores fatores que contribuíram à obtenção de valores diferentes foram as diversas metodologias utilizadas no estudo (CR e BE), que contemplaram diversas condições de ensaio.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste último capítulo são apresentadas as principais conclusões desta dissertação e são pontuadas algumas sugestões para outros trabalhos sobre parâmetros dinâmicos de solos.

A dissertação teve como ponto central de discussão e interesse a avaliação e determinação dos parâmetros do caulim *Speswhite* amplamente utilizado em diversos centros de pesquisa no mundo bem como em pesquisas paralelas a este estudo. Dos vários pontos abordados e dos diferentes ensaios realizados, as conclusões obtidas neste trabalho, são:

- Os parâmetros de compressibilidade e resistência apresentados são característicos de materiais argilosos e confirmam a representatividade do caulim comparado a solos argilosos;
- Os resultados dos parâmetros estáticos (de compressibilidade e resistência) obtidos no presente estudo, apresentam-se próximos dos valores disponíveis encontrados na literatura e podem ser utilizados como valores mais recentes por fornecerem melhores estimativas da resistência não drenada S_u ;
- Para o primeiro estágio sobreadensado o comportamento do módulo cisalhante com o tempo decorrido do novo estágio não apresentou um comportamento claro na evolução do módulo cisalhante;
- A metodologia empregada na realização dos ensaios de coluna ressonante, apesar de ser influenciada por variáveis externas e principalmente por apresentar um caráter subjetivo do operador na obtenção de algumas medidas, apresentou-se com baixa dispersão entre os resultados na determinação do módulo cisalhante e uma dispersão aceitável quanto a razão de sobreadensamento;
- Para o caulim *Speswhite* percebeu-se que nas curvas de redução do módulo cisalhante não houve influência significativa do OCR e nem da tensão confinante;
- O modelo de previsão de ISHIBASHI & ZHANG (1993), não refletiu o comportamento do solo estudado, apresentou-se valores sobrestimados aos resultados obtidos para a curva de degradação do módulo cisalhante e razão de amortecimento;

- O modelo de HARDIN & DRNEVICH (1972) com a tensão cisalhante máxima aproximada pela resistência não drenada do solo apresentou uma boa concordância (Figura 4.23) com os resultados obtidos somente para o módulo cisalhante normalizado;
- A formulação de previsão para a curva de degradação do módulo cisalhante e razão de amortecimento proposta por AMIR-FARYAR (2016), que considera valores de I_P e σ'_m relativamente diferentes aos do presente estudo, apresentou uma boa concordância com os resultados obtidos tanto para a degradação do módulo cisalhante quanto para a razão de amortecimento;
- Os métodos utilizados para identificação do tempo de viagem da onda cisalhantes se mostraram coerentes e não apresentaram uma dispersão relevante;
- O critério adotado para determinação dos tempos de viagem da onda cisalhante ocasionou um resultado diferente para os métodos de pico a pico e tempo de chegada;
- Apesar de que as previsões teóricas para os ensaios de coluna ressonante apresentaram valores diferentes dos resultados obtidos, seu formato foi semelhante. Podendo ser reajustados seus coeficientes, a diferença encontrada poderia ser dirimida;
- Os resultados dos módulos cisalhantes máximos apresentaram uma dispersão entre si e também quando comparados com os modelos de previsão teóricos, porém estão na ordem de grandeza (10^8 Pa).

As sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros. são:

- Realizar mais ensaios de coluna ressonante com o caulim *Speswhite* para obtenção de uma maior quantidade de dados e tornar uma amostra mais comparativa;
- Realizar adensamento em adensômetro da COPPE com outros materiais drenantes assim como outros materiais lubrificantes para redução do atrito embolo-caixa;
- Realizar melhorias no equipamento de coluna ressonante, visto que já existe técnicas mais modernas e com sistema de aquisição de dados continuamente;

- Comparar os resultados da redução do módulo cisalhante e da razão de amortecimento com outros modelos de previsões e realizar um estudo paramétrico para obtenção de índices de ajuste com os modelos de previsão mais utilizados:
- Fazer uma calibração atualizada dos equipamentos e sensores envolvidos nos ensaios de coluna ressonante para conferência com a última calibração realizada em 1996:
- Realizar ensaios de Coluna Ressonante com maior duração do adensamento:
- Analisar o tempo de viagem da onda cisalhante por meio de outras metodologias, incluindo as metodologias no domínio da frequência:
- Realizar uma calibração dos sinais dos Bender Elements para verificação da continuidade dos sinais de emissão com os de recepção:
- Realizar uma variação do espaçamento entre as placas de piezoelétricas para avaliar a influência do ambiente nos resultados:
- Realizar um estudo paramétrico para obtenção de índices de ajuste com os modelos de previsão mais utilizados para o módulo cisalhante máximo:
- Verificar a influência de diferentes critérios a serem utilizados na interpretação dos resultados obtidos, uma vez que o critério adotado não considerou a chegada da onda cisalhante quando o seu sinal se comporta como uma continuidade do sinal emitido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6459: DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ**. 1984. a.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7180: DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE**. 1984. b.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7181: Análise Granulométrica**, 1984. c.
- ALMEIDA, M. S. S. The Undrained Behaviour Of The Rio de Janeiro Clay In The Light Of Critical State Theories. **Solos e Rochas**, v. 5, p. 3–24, 1982.
- ALMEIDA, M. S. S. **Doctor of Philosophy Thesis: Stage Constructed Embankments on Soft Clays**. 1984. Cambridge University, 1984.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM. **Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method - D 4015-07**, 2007.
- AMIR-FARYAR, B.. **Improvement of Dynamic Properties and Seismic REsponse of Clay Using Fiber Reinforcement**. 2012. University of Maryland, 2012.
- AMIR-FARYAR, B.; AGGOUR, M. S.; MCCUEN, R. H. Universal model forms for predicting the shear modulus and material damping of soils. **Geomechanics and Geoenvironment**, v. 17, n. 1, p. 60–71, 2016.
- ANDERSON, D. G.; RICHART, F. E. Temperature Effect on Shear Wave Velocity in Clays. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 100, n. 12, p. 1316–1320, 1974.
- ANDERSON, D. G.; RICHART, F. E. Effects of Straining on Shear Modulus of Clays. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 102, n. 9, p. 975–987, 1976.
- ANDERSON, D. G.; STOKOE, Kenneth H. Shear Modulus: a Time-Dependent Soil Property. **Dynamic Geotechnical Testing**, v. 1, n. 654, 1978.
- ATHANASOPOULOS, G. A.; RICHART, F. E. Correlation Between G_0 and τ_{\max} for Kaolinite Clays. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 109, n. 5, p. 719–723, 1983.
- ATKINSON, J. H. **The Mechanics of Soils and Foundations**. 2nd ed. ed. London, UK.: Taylor & Francis, 2007.

- ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils - An Introduction to Critical State Soil Mechanics** Berkshire - England McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1978.
- BARROS, J. M. C.. Tese de Doutorado: **Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais**. USP/SP. 1997.
- BARROS, J. M. C.; SILVEIRA, R. M. S.; AMARAL, C. S. Correlation between the maximum shear modulus and the undrained strength of a remolded marine clay. In: XIII PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING 2, Isla de Margarita. **Anais**. Isla de Margarita. 2007.
- BENZ, T.. Tese de Doutorado: **Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences**. University of Stuttgart. 2007.
- BISHOP, A.; HENKEL, D. **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**. London, UK. 1957.
- BRIAUD, JL. **Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils**. New Jersey, USA. 2013.
- CHAPMAN, D. N.; AHN, S. K.; HUNT, D. V. L. Investigatin ground movements caused by the construction of multiple tunnels in soft ground using laboratory model tests. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 44, p. 631–643. 2007.
- DA FONSECA, A. V.; FERREIRA, C.; FAHEY, M.. A framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency-domain methods. **Geotechnical Testing Journal**, v. 32, n. 2, p. 91–107, 2009.
- DARENDELI, M. B. **Development of a new family of normalized modulus**. 2001. University of Texas at Austin, 2001.
- DERKX, F.; THOREL, L.; CHAZELAS, J. L.; ESCOFFIER, S.; RAULT, G.; BUTTIGIEG, S.; COTTINEAU, L. M.; GARNIER, J.. Dynamic tests and simulation of earthquakes in the LCPC 's centrifuge. In: PHYSICAL MODELLING IN GEOTECHNICS – 6TH ICPMG, **Anais**. 2006.
- DRNEVICH, V. P.; HARDIN, B OSHIPPY, D. J. Modulus and Damping Ratio of Soils by the Resonant-Column Method. **Dynamic Geotechnical Testing**, v. 654, p. 91–125, 1978.
- DRNEVICH, V. P.; WERDEN, S.; ASHOCK, J. C.; HALL J. R.. Applications of the new approach to resonant column testing. **Geotechnical Testing Journal**, v. 38, n. 1, p. 23–39, 2015.

- DRNEVICH, V. P.; ASHLOCK, J. C.. Measurement of Damping in Soils by the Resonant Column Test. **Geotechnical Frontiers** 2017, n. 1972, p. 80–91. 2017.
- DYVIK, R.; MADSHUS, C. Laboratory Measurements of G_{max} Using Bender Elements. In: ADVANCES IN THE ART OF TESTING SOILS UNDER CYCLIC CONDITIONS. **Anais**. 1985.
- EL-SEKELLY, W.; TESSARI, A.; ABDOUN, T. Shear wave velocity measurement in the centrifuge using bender elements. **Geotechnical Testing Journal**, v. 37, n. 4, 2014.
- EL-SEKELLY, W.; MERCADO, V.; ABDOUN, T.; ZEGHAL, M.; EL-GANAINY, H.. Bender elements and system identification for estimation of V_s . **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 13, n. 4, p. 111–121. 2013.
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGORPECUÁRIA (EMBRAPA - MAPA). **Manual de Métodos d Análise de Solo**. Brasília, Brasil. 2017.
- FAGUNDES, D. F.. **Modelagem Centrífuga De Aterros Estruturados**. 2016. UFRJ-COPPE. 2016.
- FERNANDES, F. C.; BORGES, R. G.; TARAZONA, S. F. M.; BRETSCHEIDER, A.; ALMEIDA, M. C. F.; ALMEIDA, M. S. S.. Análise Sísmica de Taludes Submarinos Através de Modelagem Centrífuga. In: XII CONFERENCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS Florianopolis, SC, Brasil. **Anais**. Florianopolis, SC, Brasil. 2017.
- GUE, S. S. Tese de Doutorado: **Submarine Landslide Flows Simulation Through Centrifuge Modelling** Cambridge, UK. University of Cambridge. , 2012.
- HALL, J. .; RICHART, F. E. Dissipation of elastic wave energy in granular soils. **Proc. of ASCE**, Vol. 89, SM 6, pp131-144., 1963.
- HANCE, J. J. Tese de Doutorado: **Development of a Database and Assessment of Seafloor Slope Stability based on Published Literature**. University of Texas at Austin. 2003.
- HARDIN, B. O. The Nature pf Stress-Strain Behaviour of Soils. In: EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS CONFERENCE. Pasadena, California. **Anais**. Pasadena, California. 1978.
- HARDIN, B. O.; BLACK, W. L. Vibration Modulus of Normally Consolidates Clays. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 94, n. 2, p. 353–369. 1968.

- HARDIN, B. O.; BLACK, W. L. Closure to "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays". **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 95, n. 6, p. 1531–1537, 1969.
- HARDIN, B. O.; DRNEVICH, V. P. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 98, n. 7, p. 667–692, 1972.
- ISHIBASHI, I.; ZHANG, X.. Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay. **Soils and Foundations**, v. 33, n. 1, p. 182–191, 1993.
- JOVICIC, V.; COOP, M. R.; SIMIC, M. Objective Criteria for Determining G. **Geotechnique**, v. 46, n. 2, p. 357–362, 1996.
- KAGAWA, T.. Moduli and damping factors of soft marine clays. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 9, p. 1360–1375, 1993.
- KONDNER, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, [s. l.], v. 89, n. 1, p. 115–143, 1963.
- KOWSMANN, R. O.; FALCÃO, A. P. C.; CURBELO-FERNANDEZ, M. P.. **Geologia e geomorfologia**. Rio de Janeiro: Elsevier Ltd, 2015.
- KRAMER, S. L.. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, 1996.
- KUMAR, J.; MADHUSUDHAN, B. N. A note on the measurement of travel times using bender and extender elements. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 30, n. 7, p. 630–634, 2010.
- LADD, C. C.; FOOTT, R. New Design Procedure for Stability of Soft Clays. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 100, n. 7, p. 763–786, 1974.
- LEE, J.; SANTAMARINA, J. C.. Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 9, p. 1063–1070, 2005.
- LOCAT, J.; LEE, H. J. Submarine landslides: advances and challenges. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 1, p. 193–212, 2002.
- MADABHUSHI, G.. **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**. Boca Raton, FL/USA: CRC Press, 2014.
- MARCUSON, W. F.; WAHLS, H. E. Time Effect on Dynamic Shear Modulus of Calys. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 98, n. 12, p. 1359–1373, 1972.

- MURILLO, C.; SHARIFIPOUR, M.; CAICEDO, B.; THOREL, L.; DANO, C., Elastic Parameters of Intermediate Soils Based on Bender-Extender Elements Pulse Tests. **Soils and Foundations**, v. 51, n. 4, p. 637–649, 2011.
- NOREÑA, P. C. T., **Tese de Doutorado: Interação Cíclica Solo-duto em Argila Mole: Modelagem Física em Centrífuga**, 2015. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.
- OLIVEIRA, J. R. M. S.; ALMEIDA, M. S. S.; ALMEIDA, M. C. F., Vinte anos de modelagem centrífuga na COPPE/UFRJ. **Willy Lacerda - Doutor no saber e na arte de viver**, v. 1, n. 1, p. 409–417, 2016.
- PARK, D. S.; KUTTER, B. I., Static and seismic stability of sensitive clay slopes. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 79, p. 118–129, 2015.
- PELLISSARO, D. T., Dissertação de Mestrado: **MODELAGEM CENTRÍFUGA DE FLUXOS DE DETRITOS SUBMARINOS**, COPPE-UFRJ, 2018.
- PINTO, C. S., **Curso Básico de Meânica dos Solos em 16 aulas**, Oficina de ed. São Paulo, Brasil, 2006.
- RICHART, F. E.; HALL, J. R.; WOODS, R. D., **Vibrations of Soils and Foundations**, Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, INC, 1970.
- SCHOFIELD, A. N., Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations. **Geotechnique**, v. 30, p. 227–268, 1980.
- STOKOE II, K. H.; JOH, S.; WOODS, R. D., Some contributions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems. **Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization**, p. 97–132, 2004.
- TAYLOR, R. N., Ed. **Geotechnical Centrifuge Technology**, City University, London/UK: BLACKIES ACADEMIC & PROFESSIONAL, 1995.
- TESSARI, A.; SASANAKUL, I.; ABDOUN, T., Advanced sensing in geotechnical centrifuge models. **7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics**, p. 395–400, 2010.
- VIGGIANI, G.; ATKINSON, J. H., Stiffness of fine-grained soil at very small strains. **Géotechnique**, v. 45, n. 2, p. 249–265, 1995.
- WANG, Y.; BENAHMED, N.; CUI, Y.; TANG, A. M., A novel method for determining the small-strain shear modulus of soil using the bender elements technique. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 54, n. 2, p. 280–289, 2017.

WOOD, David Muir. **Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge University Press, 1990.

ZAVORAL, Dan. **Dynamic Properties Of An Undisturbed Clay From Resonant Column Tests**. 1990.

ANEXO A – GRANULOMETRIA E MINERALOGIA

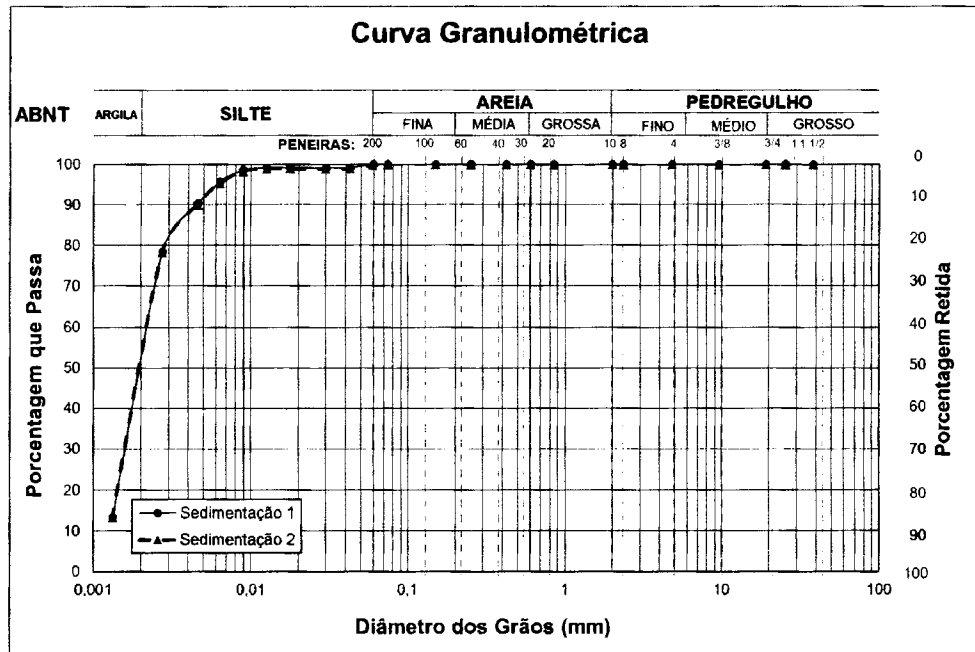


Figura A.1 Distribuição granulométrica realizado em ensaio de sedimentação com defloculante.

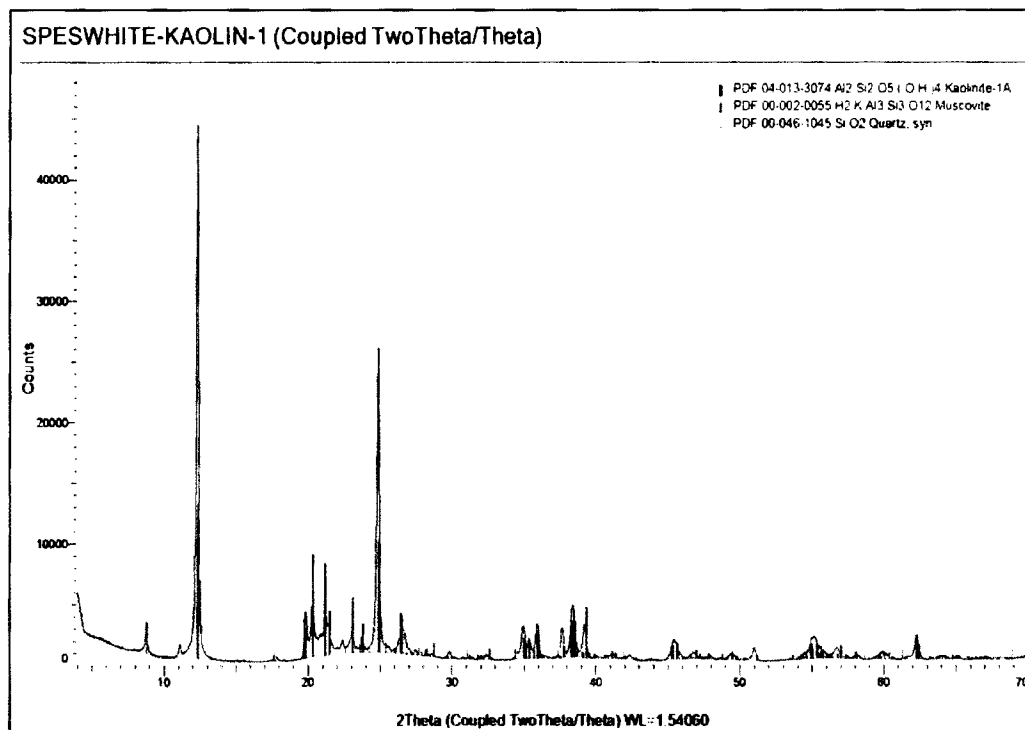


Figura A.2 Difratograma obtido no ensaio de Difração de Raio-X

ANEXO B – ENSAIOS DE COMPRESSIBILIDADE

Tabela B. 1 Ensaio de adensamento edométrico realizado com a lama.

	Antes do Ensaio			Após	Condições iniciais do CP					
	CP	Solo Moldagem		CP	ϕ (cm)	7,15		hs (cm)	0,880	
Cápsula	-	M8	J8	I2	h (cm)	3,00		γ_s (kn/m ³)	7,54	
Tara+S. úmido (g)	405,86	51,16	56,95	72,40	Gs	2,620		S _o (%)	102	
Tara+S. Seco(g)		32,79	36,69	43,27	Área (cm ²)	40,15		e _o	2,411	
Tara (g)	226,84	13,14	15,01	15,04				Volume (cm ³)	120,45	
Solo seco (g)	92,53	19,65	21,68	28,23						
Umidade (%)	93,47	93,49	93,45	103,19						

Pressão (kPa)	def.24 (cm)	def. 50 (cm)	t. 50 (min)	t. 90 (min)	h. 24 (cm)	h. 50 (cm)	E (%)	Índice de Vazios	Cv.50 (m ² /s)	Cv.90 (m ² /s)
*	*	*	*	*	*	*	*	*	(x10 ⁻⁸)	(x10 ⁻⁸)
1,5	0,112	*	*	*	2,888	*	3,73	2,283	*	*
3,125	0,293	*	*	*	2,707	*	9,76	2,078	*	*
6,25	0,384	0,337	10,9	*	2,616	2,663	12,80	1,974	5,3	3,39
12,5	0,494	0,435	9,9	*	2,506	2,565	16,46	1,849	5,5	4,95
25	0,614	0,552	6,9	*	2,386	2,448	20,48	1,712	7,1	7,84
50	0,734	0,670	2,8	*	2,266	2,330	24,47	1,576	15,9	12,61
100	0,852	0,792	2,1	*	2,148	2,208	28,40	1,442	19,1	14,06
200	0,968	0,909	1,600	*	2,032	2,091	32,25	1,311	22,4	24,71
400	1,077	1,019	0,900	*	1,923	1,982	35,90	1,186	35,8	34,65
200	1,058	*	*	*	1,942	*	35,28	1,207	*	*
100	1,034	*	*	*	1,966	*	34,45	1,236	*	*
25	0,977	*	*	*	2,023	*	32,56	1,300	*	*

Tabela B. 2 Ensaio de adensamento edométrico realizado com amostra pré adensada em adensômetro

	Antes do Ensaio			Após	Condições iniciais do CP					
	CP	Solo Moldagem			CP	ϕ (cm)	7.15		hs	0,815
Cápsula	134	F19	7B	lc 5	h (cm)	2,00			(cm)	
Tara+S. úmido (g)	173,85	54,99	90,77	167,24	Gs	2,620		γ_s		10,48
Tara+S. Seco(g)		39,23	64,13	130,21	Área	40,15		(kn/m ³)		
Tara (g)	42,30	9,81	14,05	49,00	(cm ²)			S _o	96	
Solo seco (g)	85,77	29,42	50,08	35,00	Volume	80,30		(%)		
Umidade (%)	53,38	53,57	53,19	105,80	(cm ³)				e _o	
Pressão	def.24	def 50	t. 50	t. 90	h. 24	h. 50	E	Índice de	Cv.50	Cv.90
(kPa)	(cm)	(cm)	(min)	(min)	(cm)	(cm)	(%)	Vazios	(m ² /s)	(m ² /s)
*	*	*	*	*	*	*	*	*	(x10 ⁻⁸)	(x10 ⁻⁸)
1,5	0,013	*	*	*	1,987	*	0,65	1,437	*	*
3,125	0,027	*	*	*	1,973	*	1,34	1,420	*	*
6,25	0,044	0,036	4,5	23,04	1,956	1,964	2,21	1,399	7,3	5,92
12,5	0,077	0,060	4,0	22,56	1,923	1,940	3,84	1,359	8,2	5,89
25	0,123	0,101	2,2	11,90	1,878	1,899	6,13	1,303	14,9	10,71
50	0,184	0,153	1,9	8,12	1,816	1,847	9,21	1,227	17,3	14,84
100	0,267	0,227	1,7	6,50	1,733	1,773	13,35	1,126	19,3	17,09
200	0,362	0,314	1,6	4,62	1,638	1,686	18,09	1,009	20,5	21,74
400	0,461	0,411	0,8	3,61	1,539	1,590	23,06	0,888	43,8	24,73
200	0,442	*	*	*	1,558	*	22,11	0,911	*	*
100	0,417	*	*	*	1,583	*	20,85	0,942	*	*
25	0,357	*	*	*	1,643	*	17,85	1,015	*	*

Tabela B. 3 Resultados obtidos no ensaio de adensamento isotrópico.

Valor Final				
Pressão	V. Vol	e	v	ln p'
(kPa)	(cm ³)			
6,25	0,43	1,397	2,397	1,833
12,5	2,55	1,371	2,371	2,526
25	6,31	1,325	2,325	3,219
50	11,45	1,262	2,262	3,912
100	18,05	1,182	2,182	4,605
200	25,9	1,086	2,086	5,298
100	24,12	1,108	2,108	4,605
50	21,9	1,135	2,135	3,912
100	23,45	1,116	2,116	4,605
200	26,68	1,077	2,077	5,298
400	34,58	0,981	1,981	5,991

ANEXO C – ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

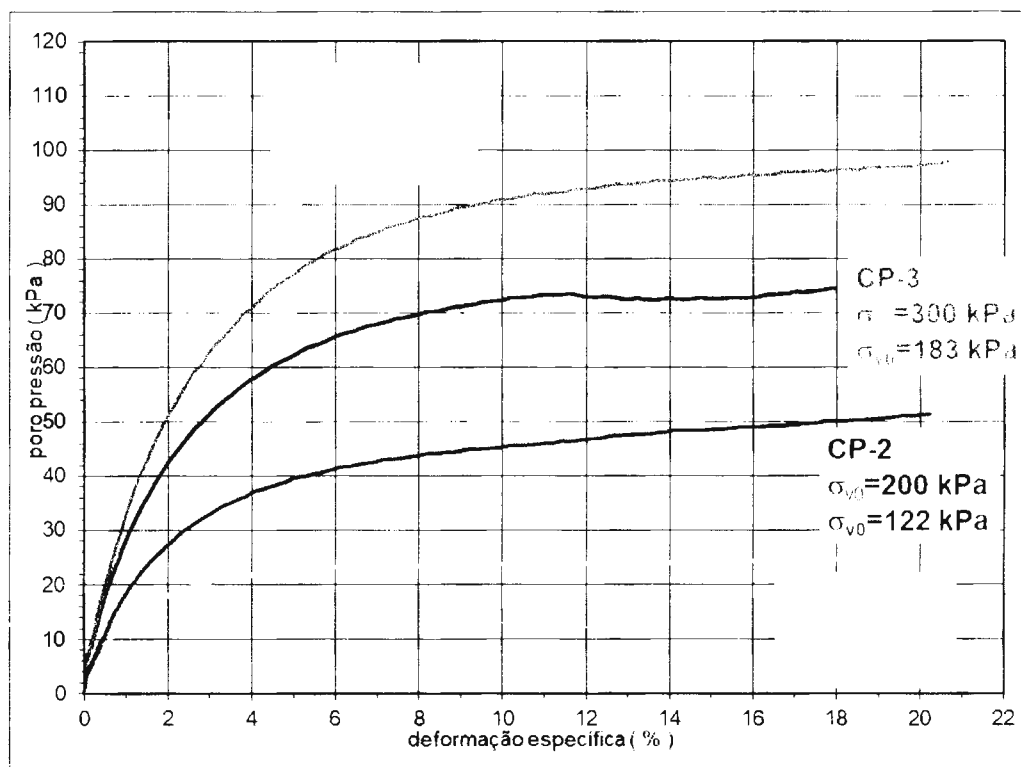
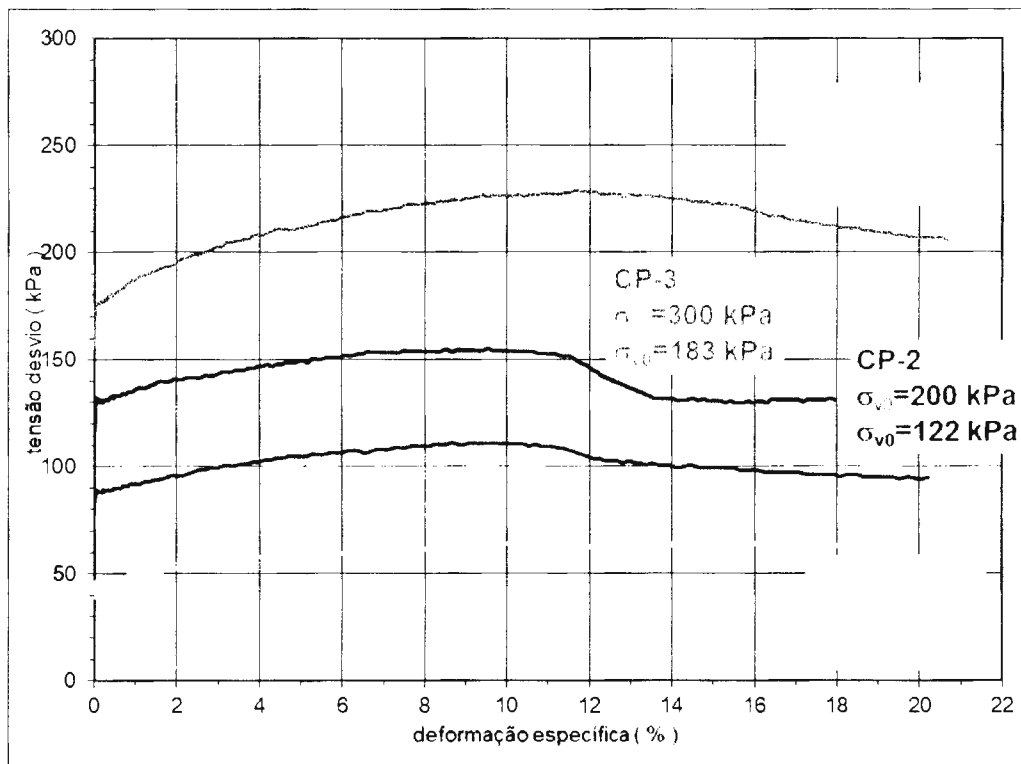


Figura C.1 Gráficos tensão-deformação da série normalmente adensada.

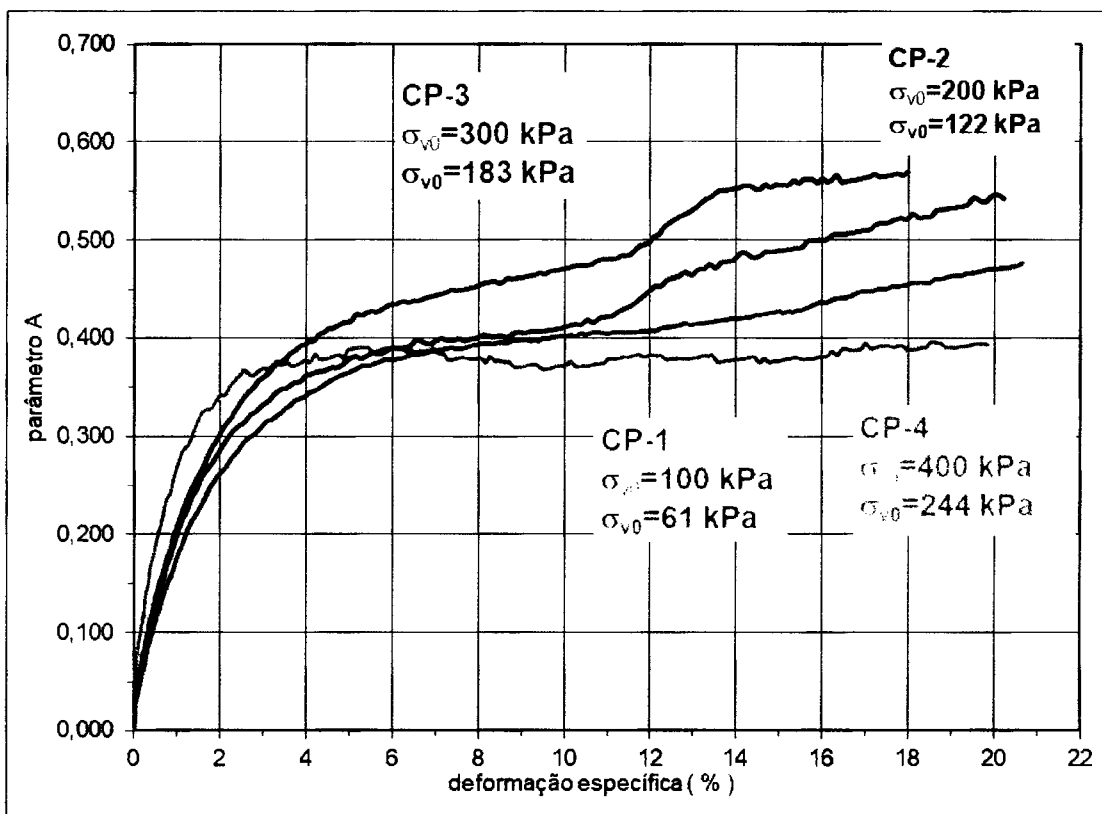
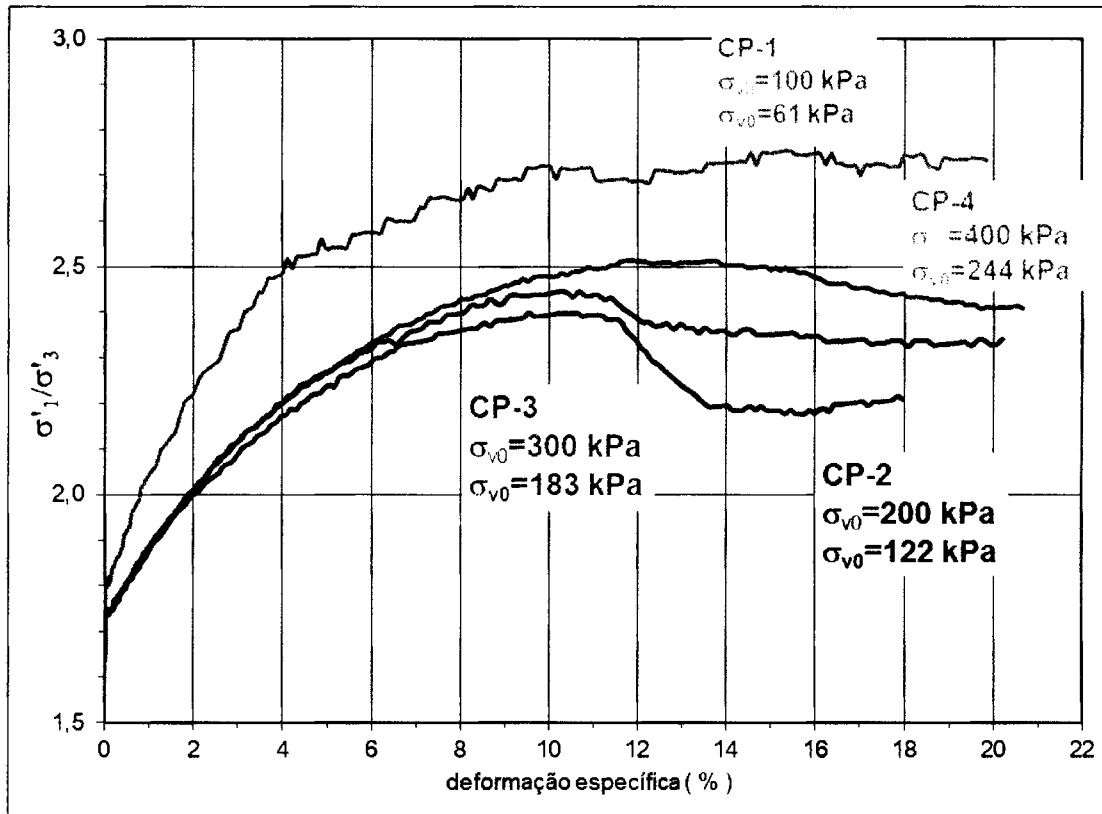


Figura C.2 Gráficos de propressão e parâmetro A da série normalmente adensada.

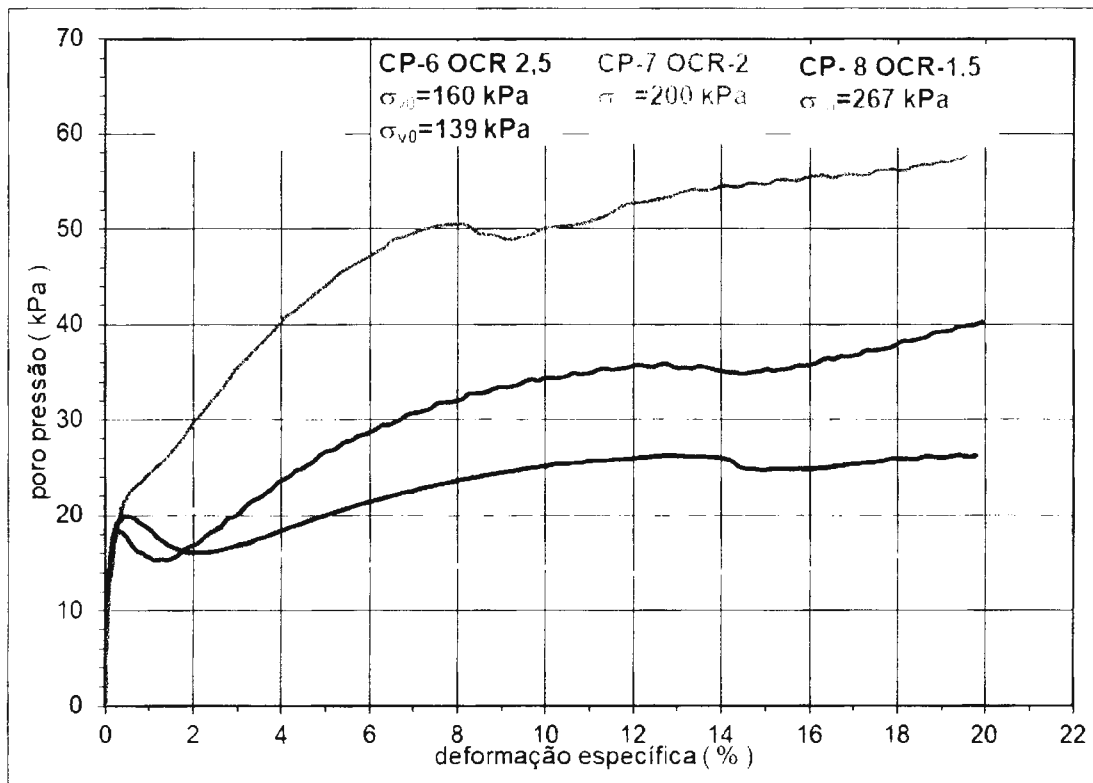
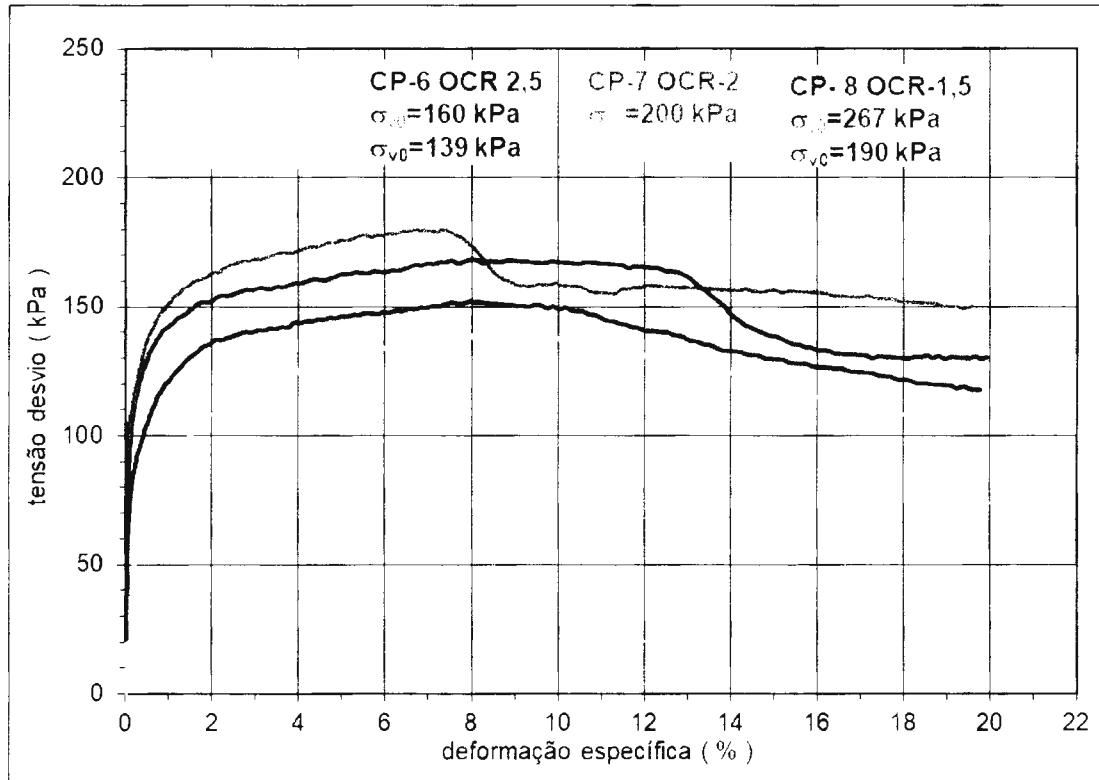


Figura C.3 Gráficos tensão-deformação da série sobreadensada.

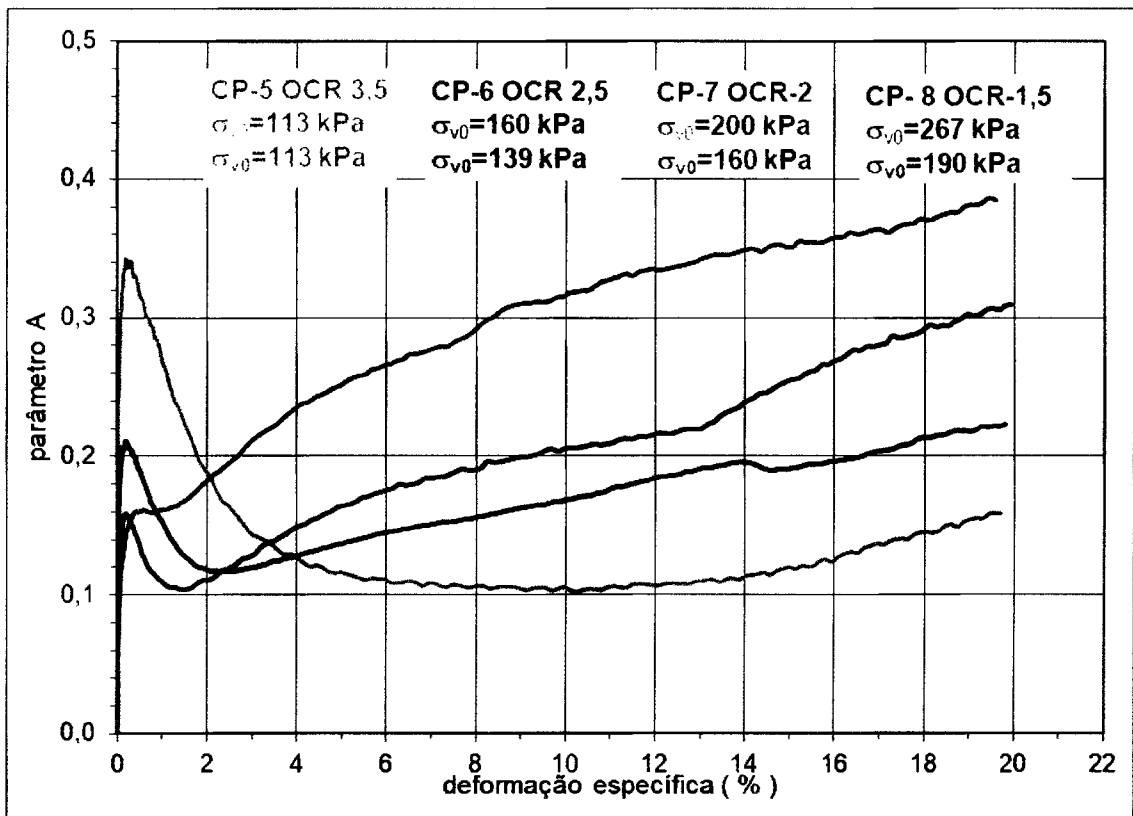
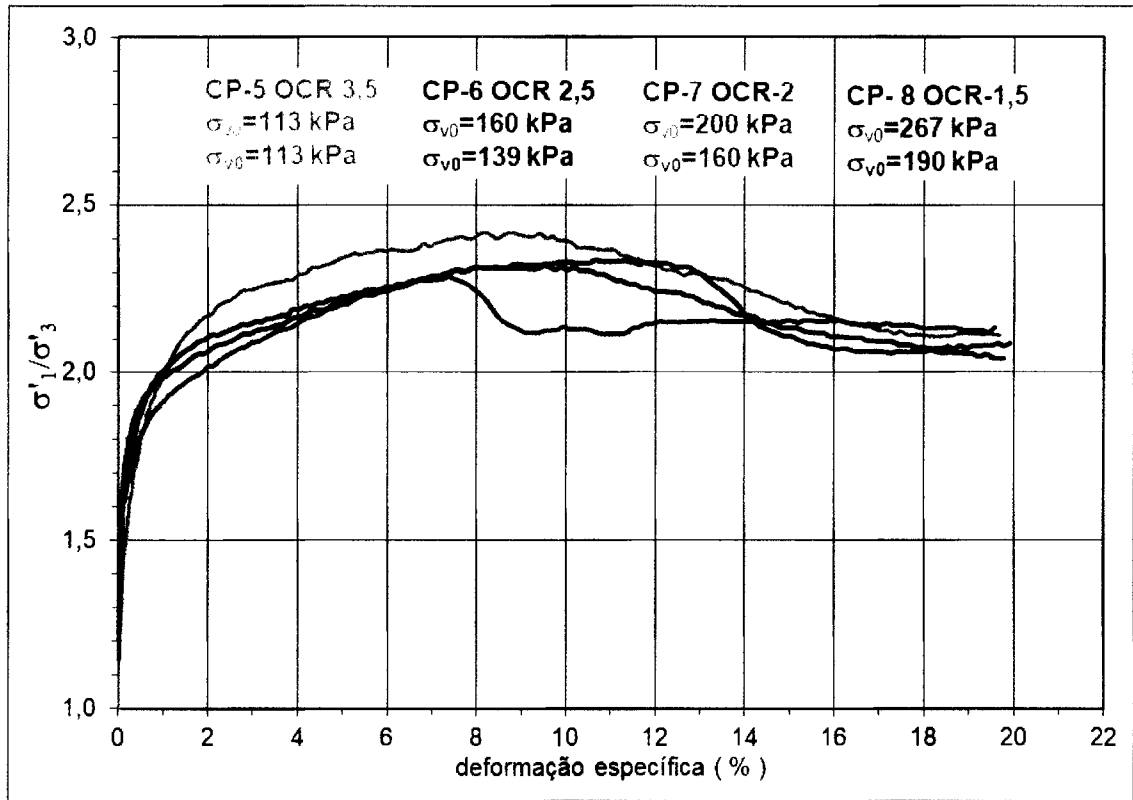


Figura C.4 Gráficos de propressão e parâmetro A da série sobreadensada.

Envoltória Mohr-Coulomb

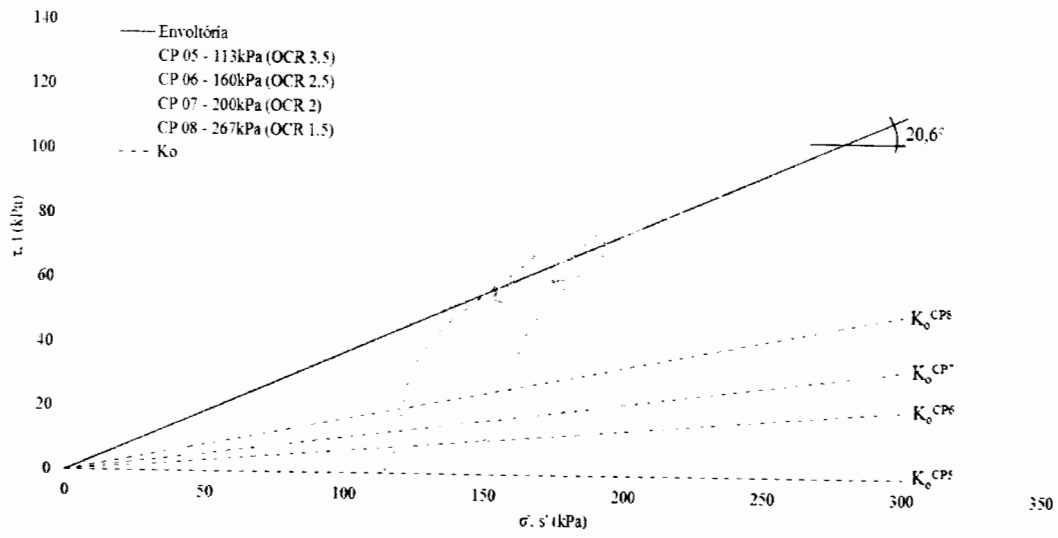


Figura C. 5 Envoltória de resistência no estado crítico da série sobreadensada.

ANEXO D – OBTENÇÃO DE CONSTANTES DA COLUNA RESSONANTE E CALIBRAÇÃO

Para apresentação da calibração e das constantes envolvidas no ensaio de Coluna Ressonante realizado no presente trabalho, apresenta-se uma transcrição e adaptação da calibração apresentada em BARROS (1997). O procedimento realizado por BARROS (1997) é considerado o último relatório de calibração realizado ao equipamento, uma vez que o equipamento deste trabalho é o mesmo julga-se que o que BARROS (1997) apresenta também é válido e aplicável.

Apesar do modelo adotado (Figura 2.6 apresentada na seção 2.3.3.1) ser fixo-livre e desprezar o efeito de mola e amortecedor do oscilador, algumas constantes de mola e amortecedor são necessárias para determinação do momento de inércia do oscilador.

Há outros processador disponíveis para a determinação das constantes, porém apresenta-se o mesmo descrito em BARROS (1997). O procedimento consiste em:

1. Conectar o oscilador de áudio e o amplificador de potência ao oscilador (sem o acoplamento do cabeçote) e variar a frequência de vibração para determinar a frequência de ressonância f_1 referente somente ao equipamento:
2. Acoplar o cabeçote (com pedra porosa do topo fixada) ao oscilador e varia a frequência de excitação para determinar a frequência de ressonância f_0 do oscilador-cabeçote:
3. Remover o cabeçote e prender ao oscilador e à base da câmara triaxial a haste de calibração com constante de mola K_a e momento de inércia I_a conhecidos com precisão:
4. Variar a frequência de vibração e determinar a frequência de ressonância f_2 do sistema haste-oscilador.

Obs.: Os valores de f_1 , f_0 e f_2 devem ser os valores médios de séries de determinações efetuadas em diversas amplitudes de vibração, compreendidas entre a mínima e a máxima possíveis de serem aplicadas pelo equipamento.

Sejam f_1 , I_1 e K_1 a frequência de ressonância, o momento de inércia e a constante de mola do oscilador. E as mesmas constantes sendo com o índice 2 respectivas ao conjunto oscilador-haste de calibração, tem-se:

$$f_1^2 = \frac{K_1}{4 \cdot \pi^2 \cdot I_1} \quad (D.1)$$

e

$$f_2^2 = \frac{K_2}{4 \cdot \pi^2 \cdot I_2} \quad (D.2)$$

Com f_1, f_2, K_a e f_a determinados e sendo $K_2=K_1+K_a$ e $I_2=I_1+I_a$, obtém-se a seguinte expressão para cálculo de I_1 :

$$I_1 = \frac{(K_a - 4 \cdot \pi^2 \cdot f_2^2 I_a)}{4 \cdot \pi^2 (f_2^2 - f_1^2)} \quad (D.3)$$

e pode-se então calcular I_o por superposição dos momentos, sendo:

$$I_o = I_1 + I_{\text{cabeçote+pedra porosa}} \quad (D.4)$$

onde $I_{\text{cabeçote + pedra porosa}}$ deve ser conhecido. O valor da constante de mola K_o é então determinado por:

$$K_o = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_o^2 I_o \quad (D.5)$$

As demais constantes envolvidas, são aferidas no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT). A última calibração realizada foi em Maio de 1996. Os resultados são:

- Constante de mola do conjunto oscilador, cabeçote e pedra porosa:

$$K_o = 1,8 \cdot 10^5 \text{ g.cm/rad}$$

- Momento de inércia do conjunto oscilador, cabeçote e pedra porosa:

$$I_o = 8,22 \text{ g.cm.s}^2$$

- Fator do conjunto acelerômetro-amplificador de carga:

$$C_a = 2500 \text{ mV/g}$$

- Distância entre a posição do acelerômetro e o eixo de rotação do corpo de prova:

$$C_d = 3,61 \text{ cm}$$

- Momento de inércia da haste de calibração:

$$I_a = 0,109 \text{ g.cm.s}^2$$

- Constante de mola da haste de calibração:

$$K_a = 4,25 \cdot 10^5 \text{ g.cm/rad}$$

- Momento de inércia do conjunto cabeçote e pedra porosa:

$$I_{\text{cabeçote+pedra porosa}} = 0,179 \text{ g.cm.s}^2$$

ANEXO E – VERIFICAÇÃO DO TEMPO DE ADENSAMENTO PRIMÁRIO

De acordo com tabela abaixo para estimativa do tempo de adensamento da amostra:

Tabela E.1 – Tempo término do adensamento primário (BISHOP & HENKEL, 1957):

<i>Drainage conditions</i>	t_{100}	t_{100} ($h = 2R$)
Drainage from one end only	$\frac{\pi h^2}{c_v}$	
.. .. both ends	$\frac{\pi h^2}{4c_v}$	
.. .. radial boundary only	$\frac{\pi R^2}{16c_v}$	$\frac{\pi h^2}{64c_v}$
.. .. both ends and radial boundary	$\frac{\pi h^2}{4c_v} \left[\frac{1}{(1 + 2h/R)^2} \right]$	$\frac{\pi h^2}{100c_v}$

where $2h$ = height of sample
and R = radius of sample.

Estima-se para o caulim utilizado que o c_v (coeficiente de compressibilidade vertical) é de $25 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, sendo este o valor estimado para uma tensão vertical de 200kPa conforme os resultados obtidos e apresentados na seção 3.3. O corpo de prova possui as dimensões: 3.5cm diâmetro e 8 cm de altura. Pelas formulações propostas por BISHOP & HENKEL

- Drenagem por uma extremidade:

$$t_{100} = \frac{\pi h^2}{c_v} \rightarrow t_{100} = 20.106,2 \text{ s} \sim 335 \text{ min ou } 5,6 \text{ hr}$$

- Drenagem radial:

$$t_{100} = \frac{\pi R^2}{16c_v} \rightarrow t_{100} = 240 \text{ s} \sim 4 \text{ min}$$

- Drenagem radial e por ambas extremidades:

$$t_{100} = \frac{\pi h^2}{4c_v} \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{2h}{R}\right)^2} \right] \rightarrow t_{100} = 162 \text{ s} \sim 2,7 \text{ min}$$

- Drenagem radial e por uma extremidade:

Estima-se que para essa condição de drenagem, tem-se:

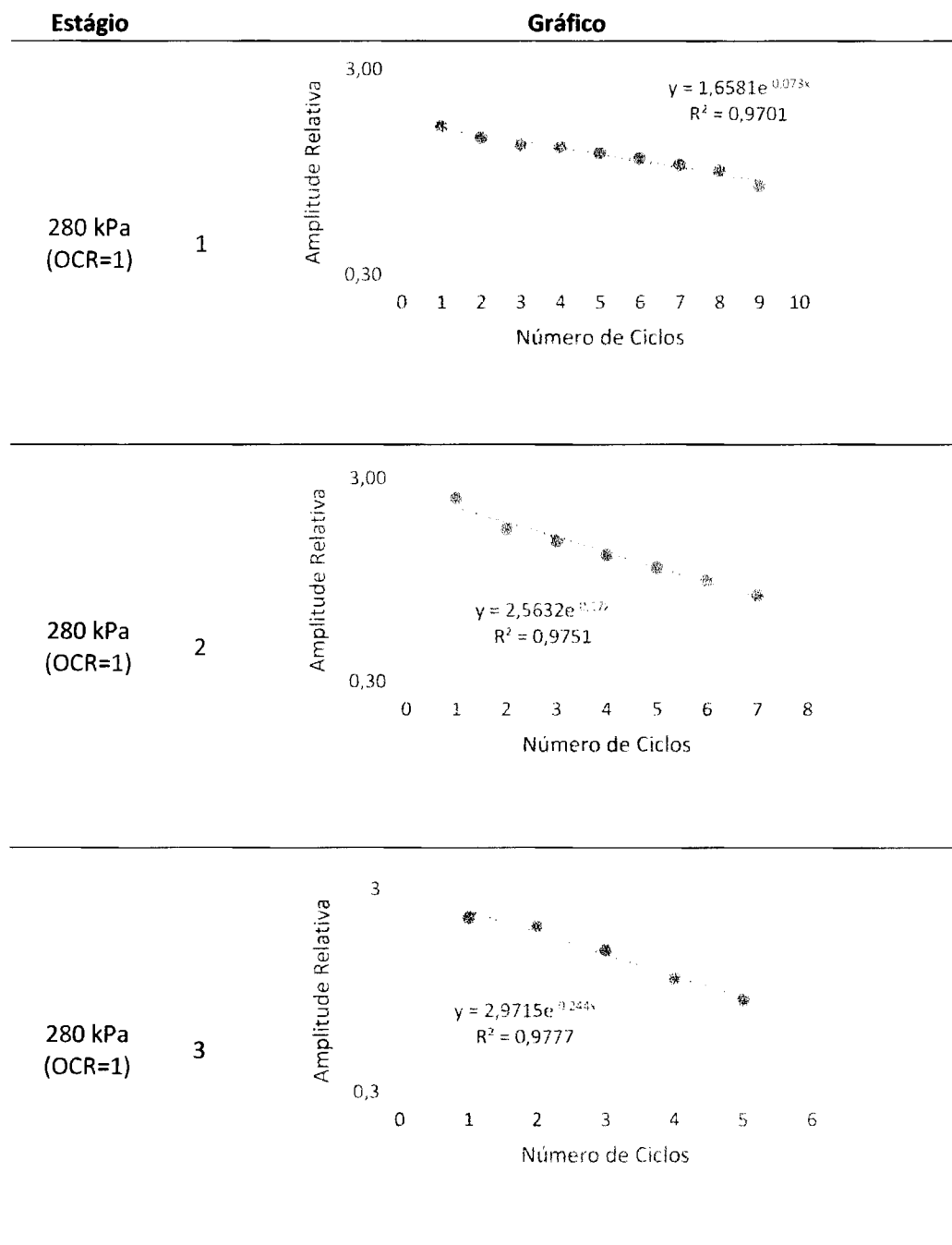
$$2,7 \text{ min} \leq t_{100} \leq 4 \text{ min}.$$

ANEXO F – VERIFICAÇÃO DO ATRITO MÍNIMO ENTRE O OSCILADOR E CORPO DE PROVA NOS ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE

Tabela E.1 Exemplo de conferência das medições de G e gamma

Estágio	D	G (MPa)	γ (%)	Verificação	Aprovação
280 kPa (OCR=1)	0,0116	91,39	2,10E-03	2,36E-02	OK!
280 kPa (OCR=1)	0,0270	88,10	2,78E-03	3,01E-02	OK!
280 kPa (OCR=1)	0,0388	78,52	4,28E-03	4,14E-02	OK!
280 kPa (OCR=1)	0,0585	54,08	9,05E-03	6,02E-02	OK!
350 kPa (OCR=1)	0,0243	106,43	2,18E-03	2,86E-02	OK!
350 kPa (OCR=1)	0,0268	101,86	3,30E-03	4,14E-02	OK!
350 kPa (OCR=1)	0,0308	95,73	4,52E-03	5,32E-02	OK!
350 kPa (OCR=1)	0,0256	86,40	5,99E-03	6,36E-02	OK!
350 kPa (OCR=1)	0,0392	76,32	7,77E-03	7,30E-02	OK!
350 kPa (OCR=1)	0,0948	48,95	1,52E-02	9,13E-02	OK!
420 kPa (OCR=1)	0,0332	121,86	1,51E-03	2,26E-02	OK!
420 kPa (OCR=1)	0,0259	118,92	2,08E-03	3,05E-02	OK!
420 kPa (OCR=1)	0,0374	100,67	5,59E-03	6,92E-02	OK!
420 kPa (OCR=1)	0,0673	76,06	1,06E-02	9,91E-02	OK!
560 kPa (OCR=1)	0,0291	154,18	2,24E-03	4,25E-02	OK!
560 kPa (OCR=1)	0,0483	120,33	7,35E-03	1,09E-01	OK!
560 kPa (OCR=1)	0,0593	95,58	1,05E-02	1,24E-01	OK!
280 kPa (OCR=2)	0,0463	136,75	2,10E-03	3,54E-02	OK!
280 kPa (OCR=2)	0,0298	117,25	3,77E-03	5,44E-02	OK!
280 kPa (OCR=2)	0,0425	100,68	5,64E-03	6,99E-02	OK!
280 kPa (OCR=2)	0,0489	83,65	8,65E-03	8,91E-02	OK!
280 kPa (OCR=2)	0,0675	62,53	1,35E-02	1,04E-01	OK!
140 kPa (OCR=4)	0,0360	103,96	1,83E-03	2,34E-02	OK!
140 kPa (OCR=4)	0,0404	95,27	3,13E-03	3,66E-02	OK!
140 kPa (OCR=4)	0,0432	80,90	5,27E-03	5,24E-02	OK!
140 kPa (OCR=4)	0,1109	14,22	4,91E-02	8,59E-02	OK!
70 kPa (OCR=8)	0,0248	91,31	2,10E-03	2,36E-02	OK!
70 kPa (OCR=8)	0,0312	86,06	2,84E-03	3,01E-02	OK!
70 kPa (OCR=8)	0,0369	73,37	4,36E-03	3,94E-02	OK!
70 kPa (OCR=8)	0,0526	64,61	6,12E-03	4,86E-02	OK!
70 kPa (OCR=8)	0,0621	52,76	9,14E-03	5,93E-02	OK!
70 kPa (OCR=8)	0,1169	39,30	1,26E-02	6,12E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,0400	80,75	2,20E-03	2,19E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,0460	59,07	5,51E-03	4,00E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,0528	51,73	7,10E-03	4,52E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,0817	42,17	9,59E-03	4,98E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,1021	33,76	1,35E-02	5,59E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,1127	29,27	1,74E-02	6,26E-02	OK!
35 kPa (OCR=16)	0,1363	11,97	4,89E-02	7,20E-02	OK!

ANEXO G – CURVAS DE DECAIMENTO LOGARÍTMICO

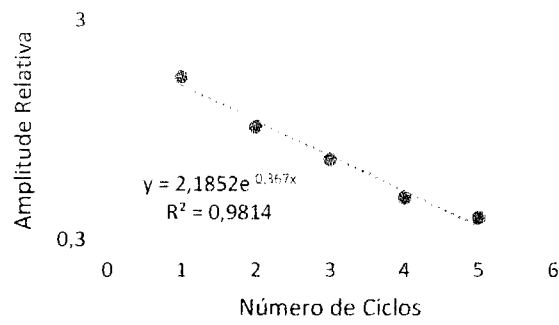


Estágio

Gráfico

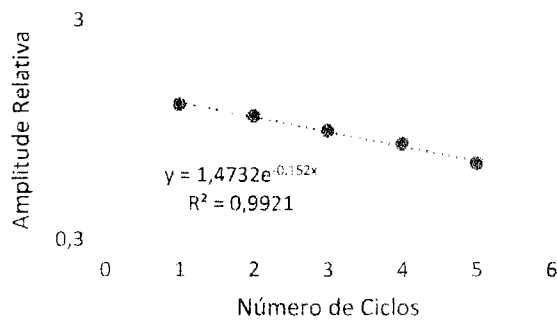
280 kPa
(OCR=1)

4



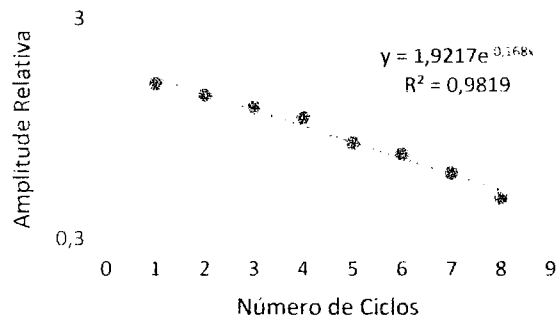
350 kPa
(OCR=1)

6



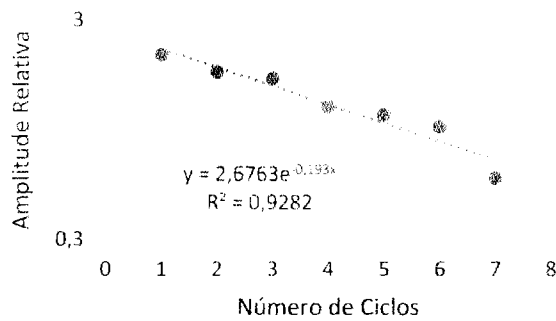
350 kPa
(OCR=1)

7



350 kPa
(OCR=1)

8

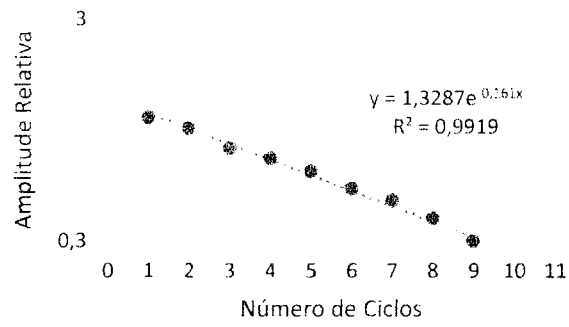


Estágio

Gráfico

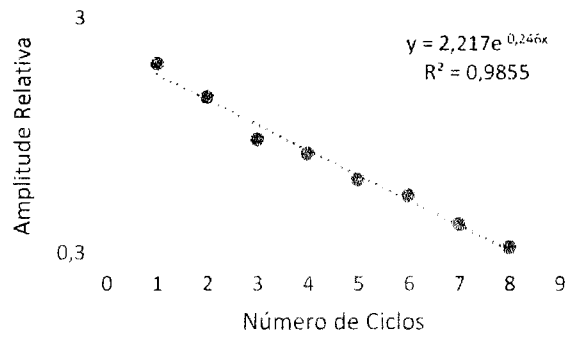
350 kPa
(OCR=1)

9



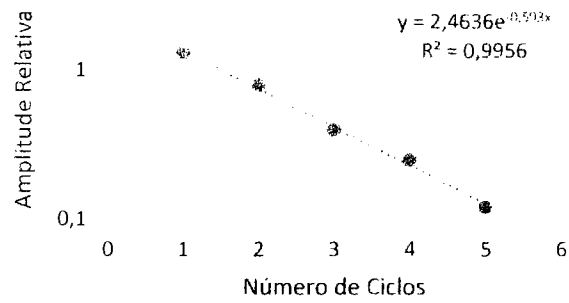
350 kPa
(OCR=1)

10



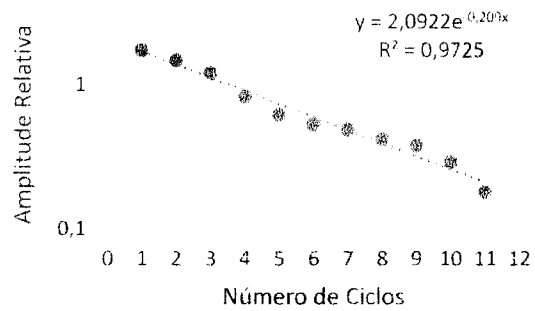
350 kPa
(OCR=1)

11



420 kPa
(OCR=1)

12

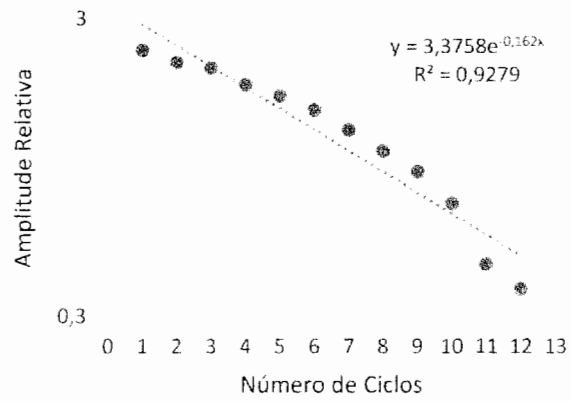


Estágio

Gráfico

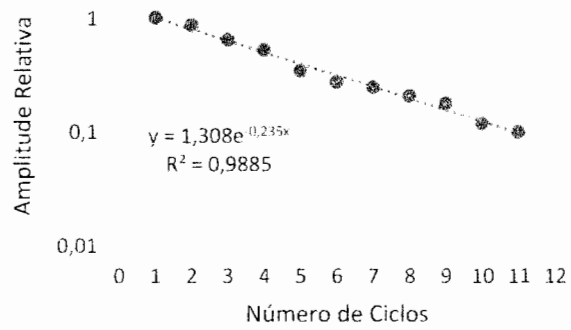
420 kPa
(OCR=1)

13



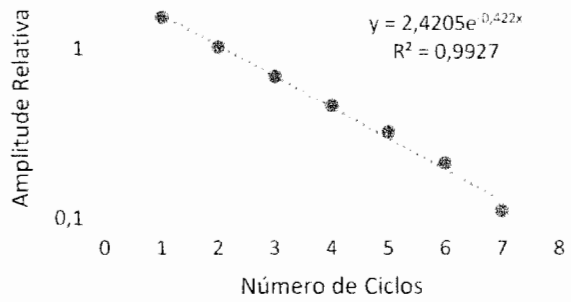
420 kPa
(OCR=1)

14



420 kPa
(OCR=1)

15

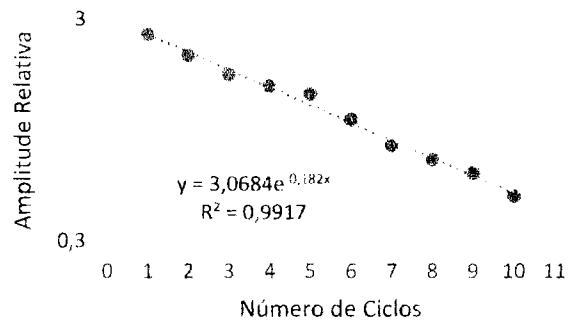


Estágio

Gráfico

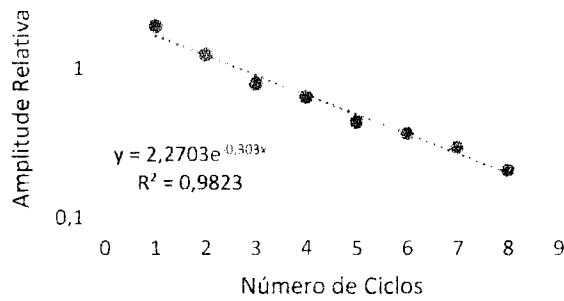
560 kPa
(OCR=1)

16



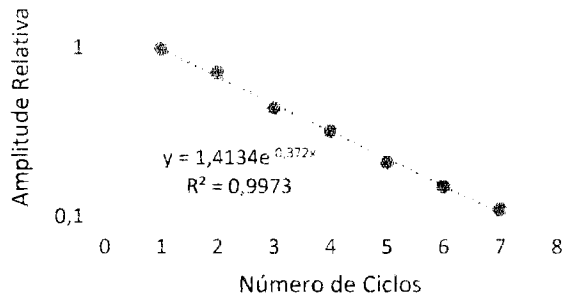
560 kPa
(OCR=1)

18



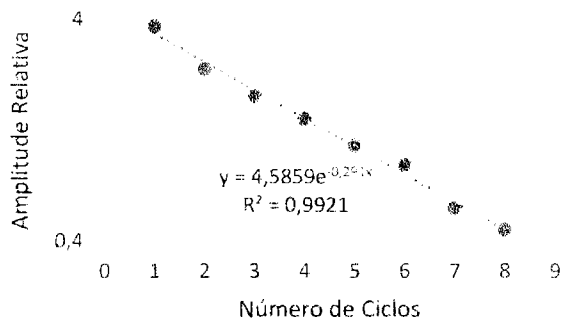
560 kPa
(OCR=1)

19



280 kPa
(OCR=2)

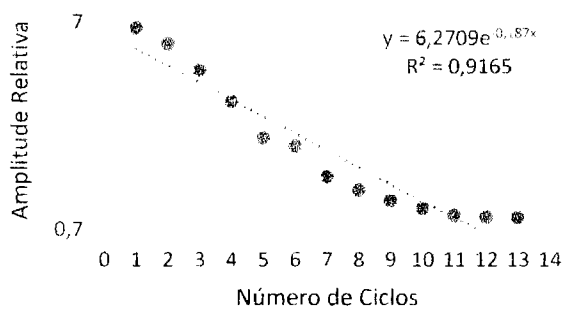
1



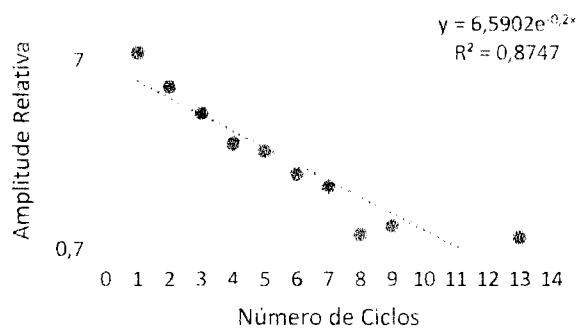
Estágio

Gráfico

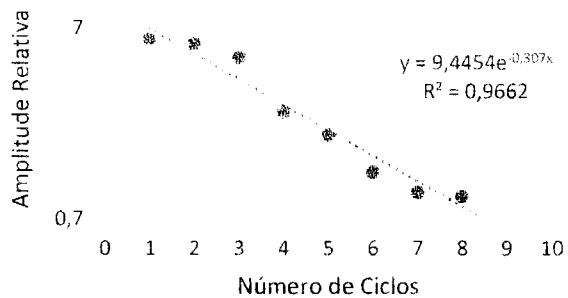
280 kPa
(OCR=2) 2



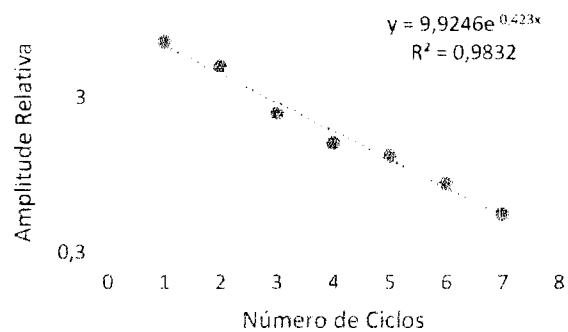
280 kPa
(OCR=2) 3



280 kPa
(OCR=2) 4



280 kPa
(OCR=2) 5

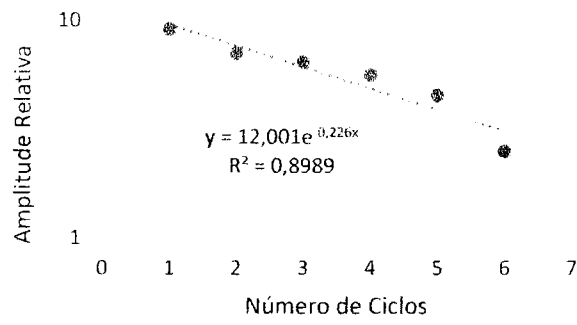


Estágio

Gráfico

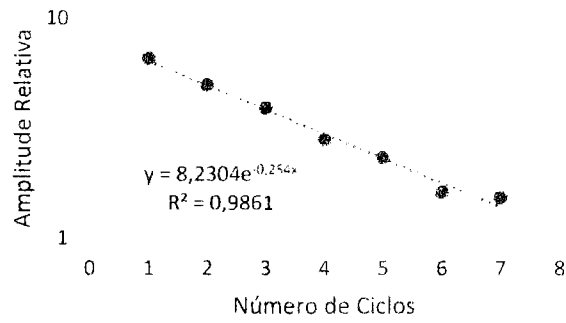
140 kPa
(OCR=4)

1



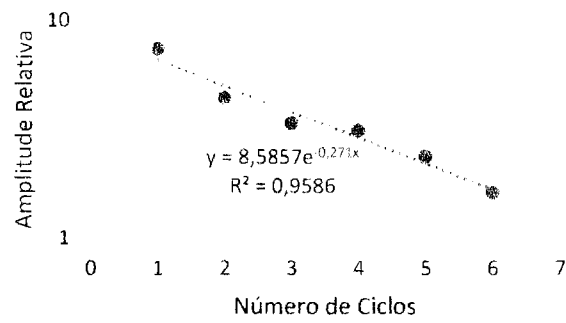
140 kPa
(OCR=4)

2



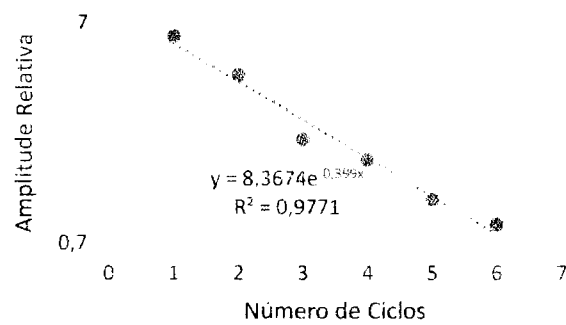
140 kPa
(OCR=4)

3



140 kPa
(OCR=4)

4

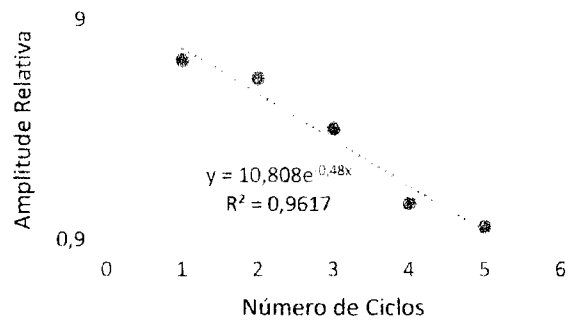


Estágio

Gráfico

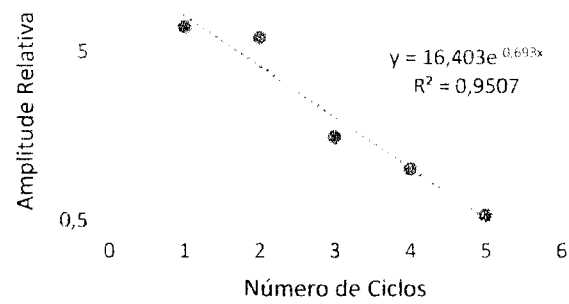
140 kPa
(OCR=4)

5



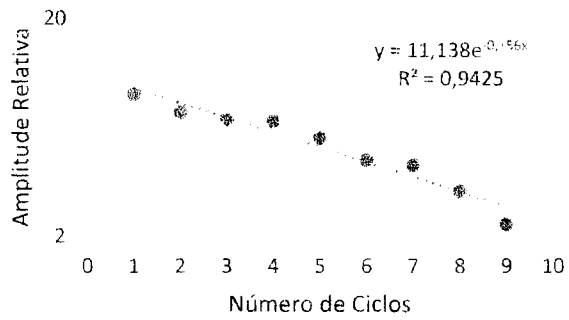
140 kPa
(OCR=4)

6



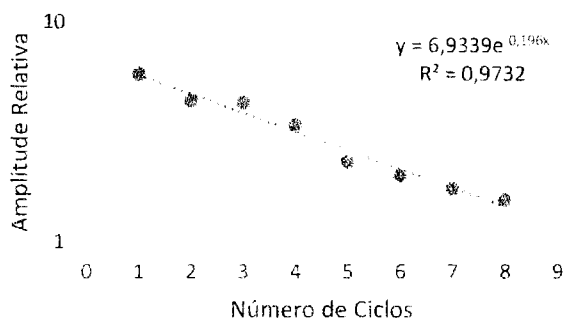
70 kPa
(OCR=8)

1



70 kPa
(OCR=8)

2

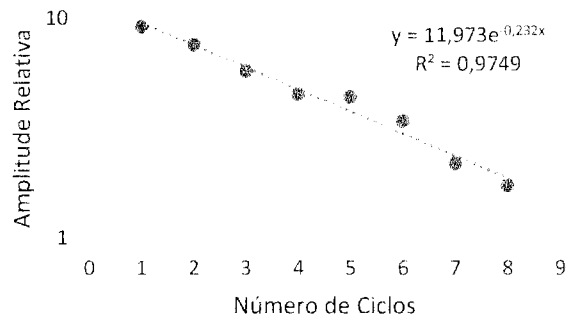


Estágio

Gráfico

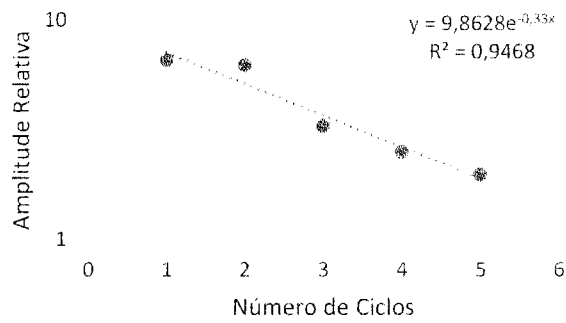
70 kPa
(OCR=8)

3



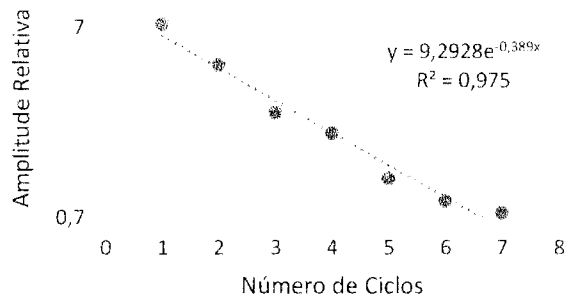
70 kPa
(OCR=8)

4



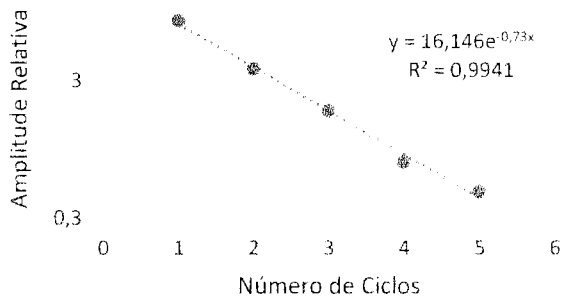
70 kPa
(OCR=8)

5



70 kPa
(OCR=8)

6

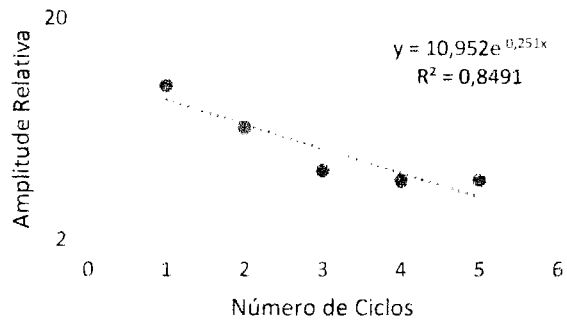


Estágio

Gráfico

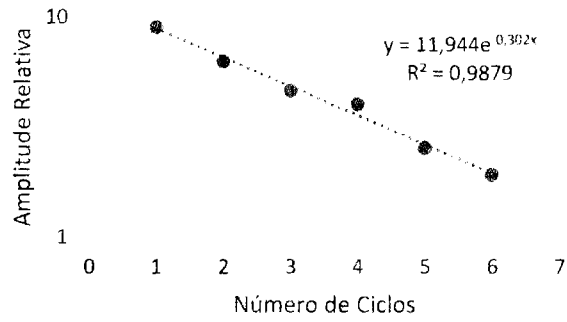
35 kPa
(OCR=16)

1



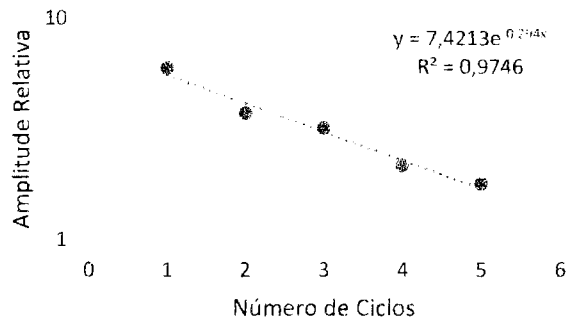
35 kPa
(OCR=16)

2



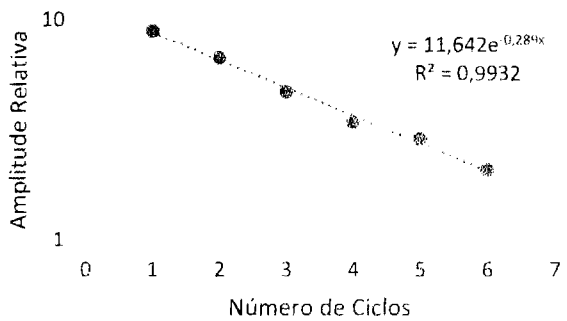
35 kPa
(OCR=16)

3



35 kPa
(OCR=16)

4

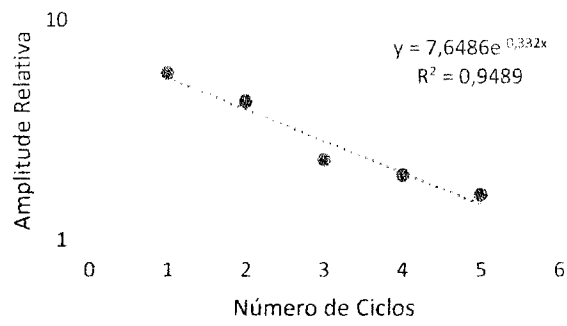


Estágio

Gráfico

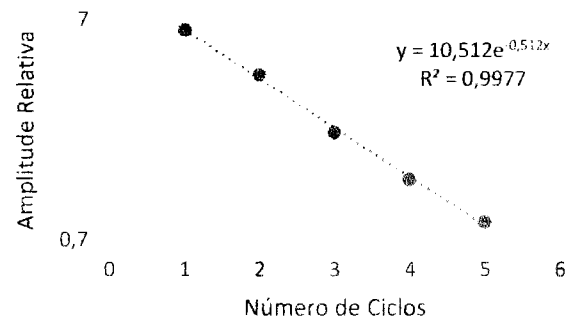
35 kPa
(OCR=16)

5



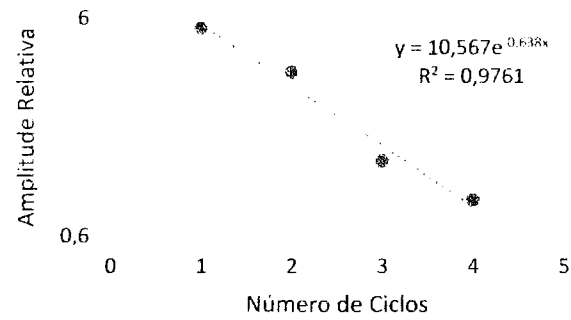
35 kPa
(OCR=16)

6



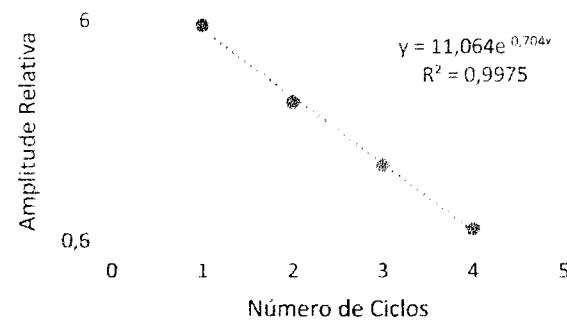
35 kPa
(OCR=16)

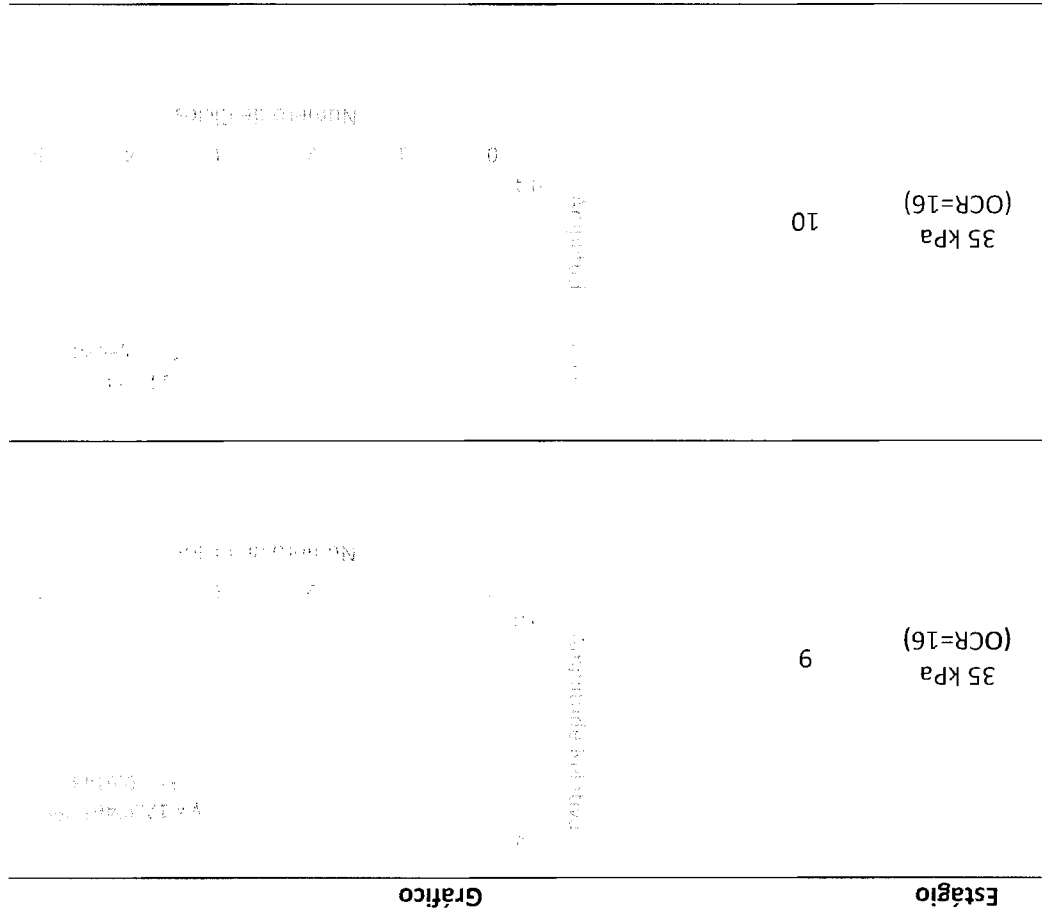
7



35 kPa
(OCR=16)

8





ANEXO H – DETERMINAÇÕES DO TEMPO DE VIAGEM DA ONDA CISALHANTE PELO MÉTODO DO TEMPO DE CHEGADA

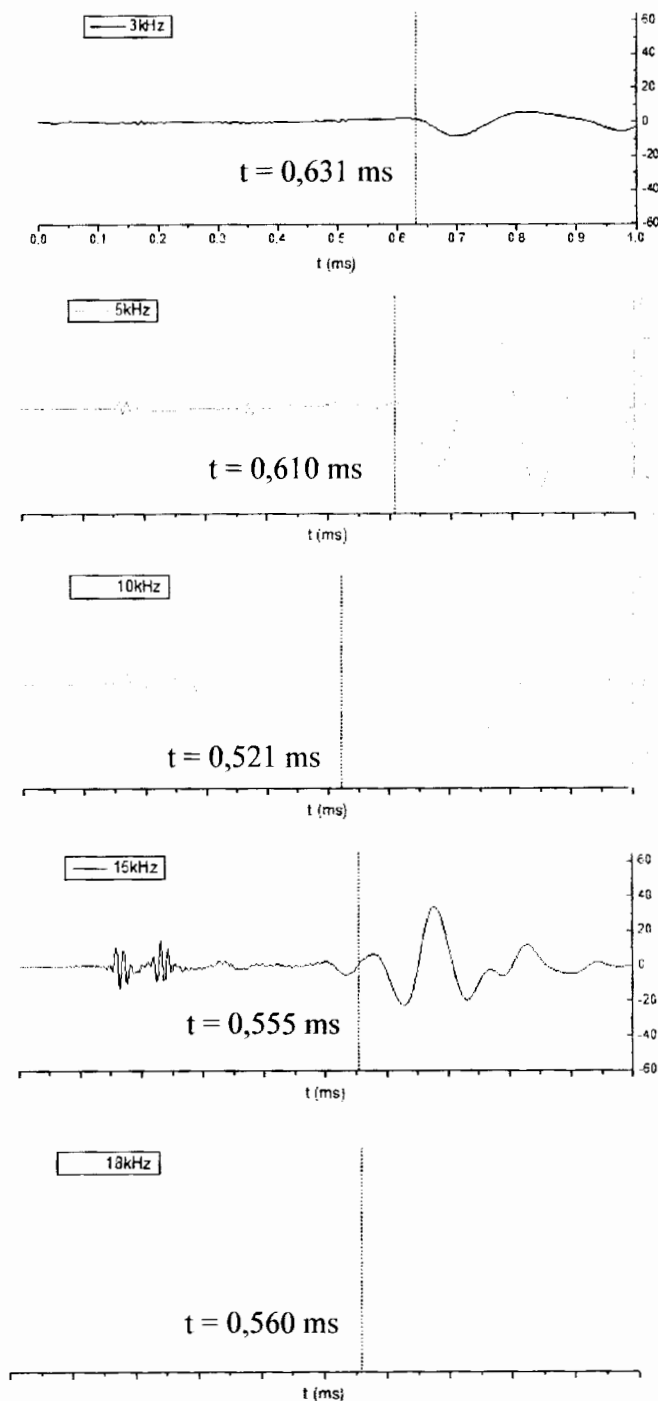


Figura G.1 Método do tempo de chegada para o ensaio no BE1 (S00-0).

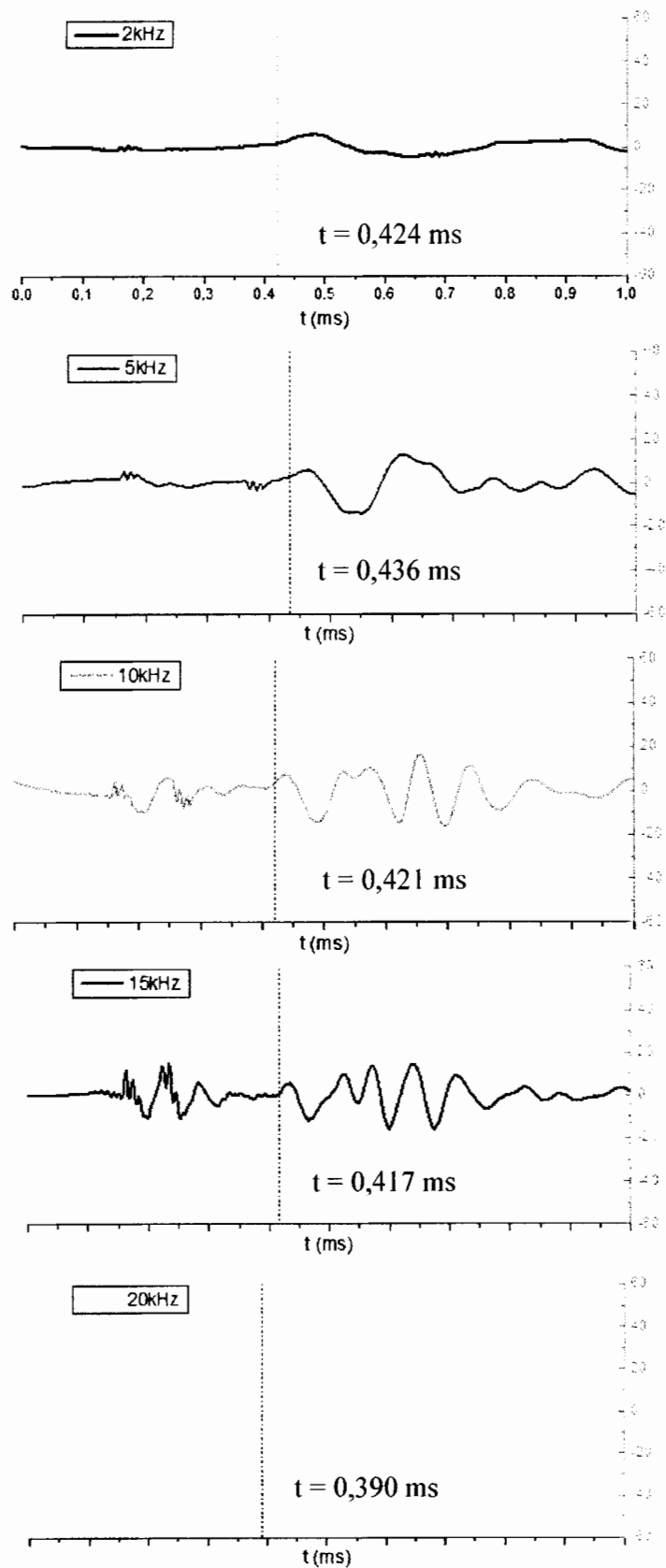


Figura G.2 Método do tempo de chegada para o ensaio no BE1 (S01-0).

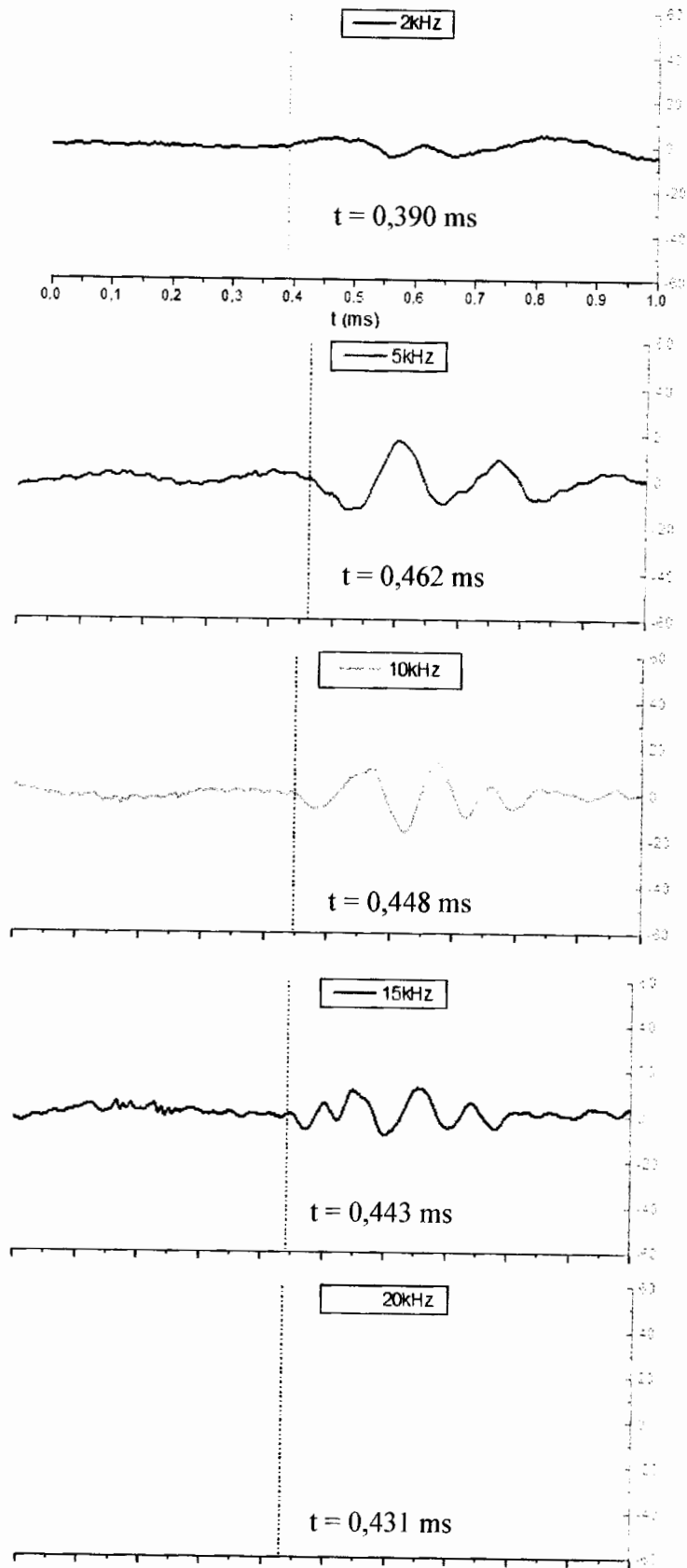


Figura G.3 Método do tempo de chegada para o ensaio no BE2 (S01-0).

ANEXO I – DETERMINAÇÕES DO TEMPO DE VIAGEM DA ONDA CISALHANTE PELO MÉTODO PICO A PICO

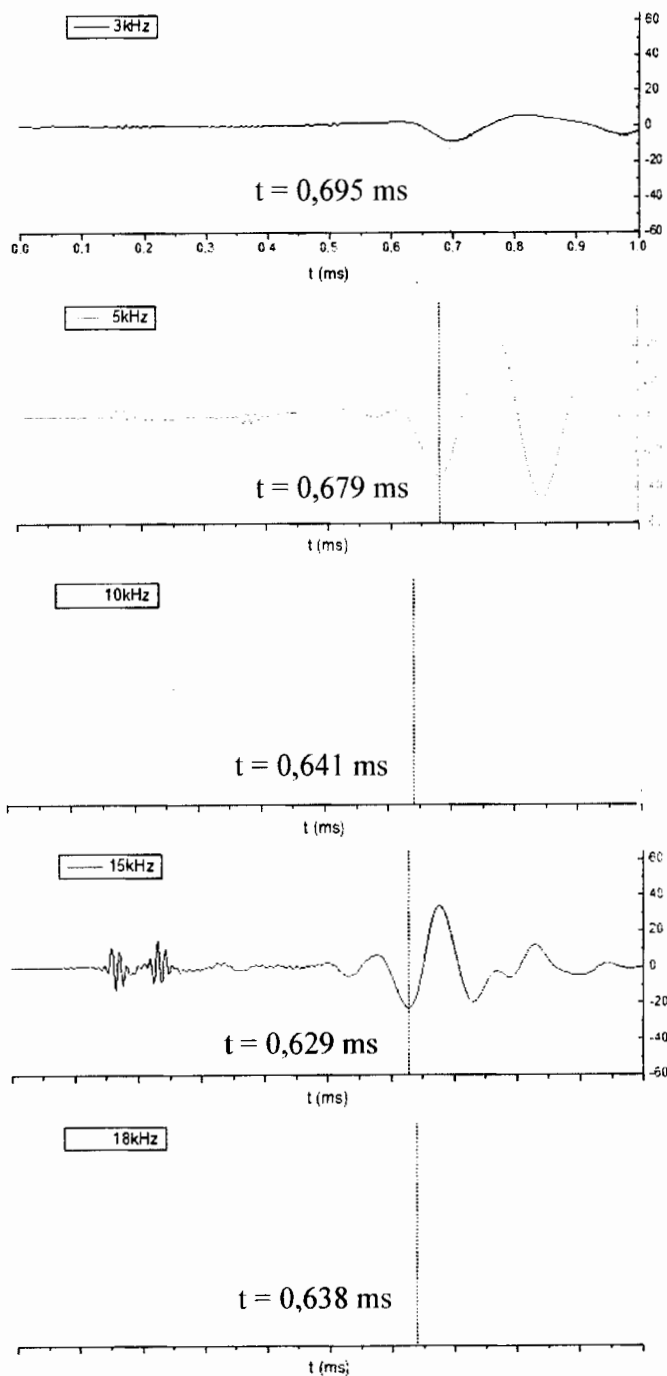


Figura H.1 Método pico a pico para o ensaio no BE1 (S00-0).

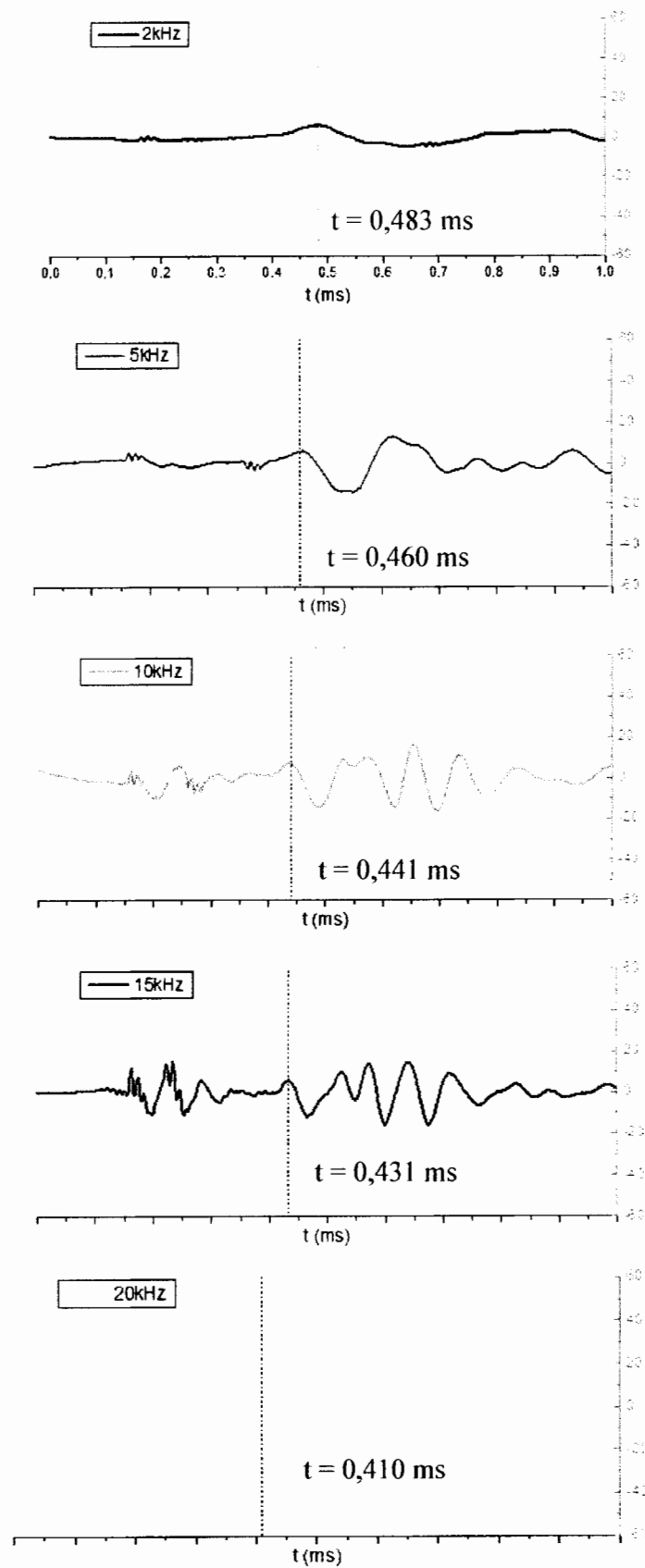


Figura H.2 Método pico a pico para o ensaio no BE1 (S01-0).

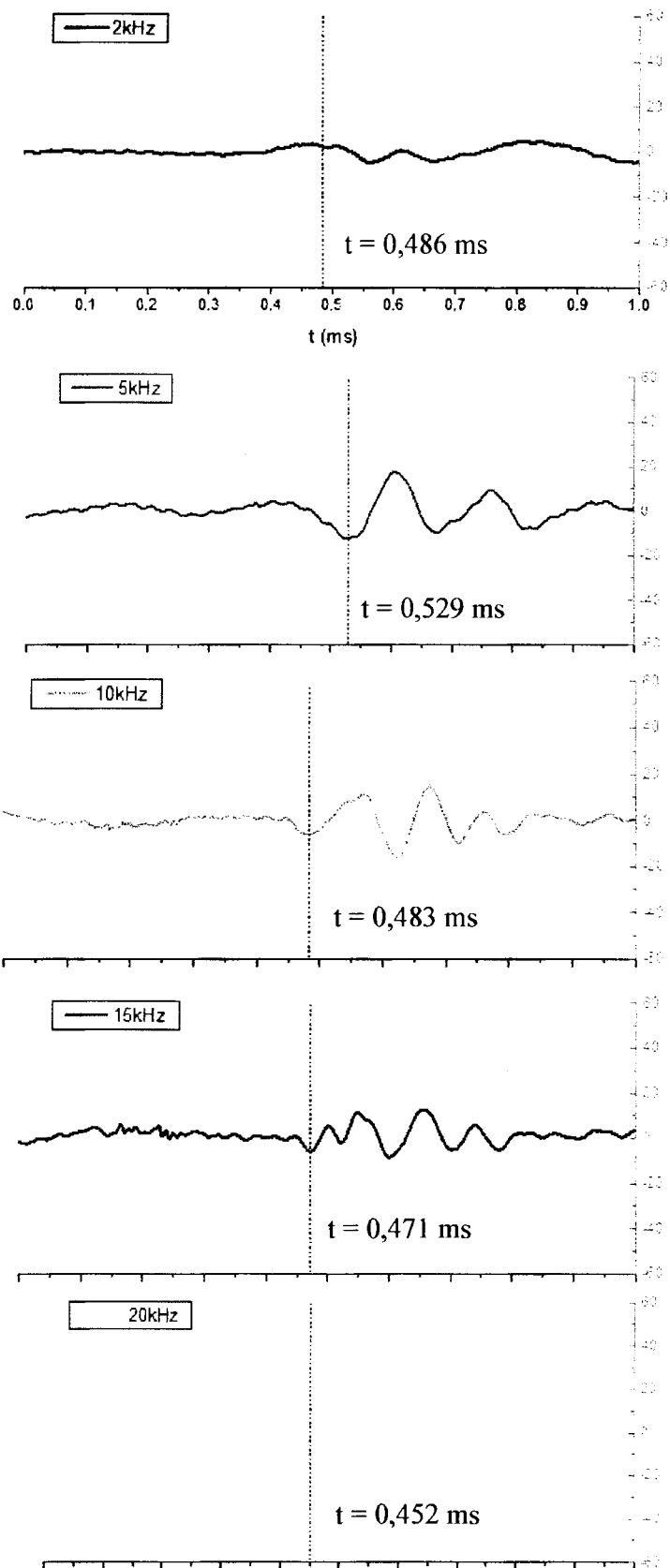


Figura H.3 Método pico a pico para o ensaio no BE2 (S01-0).

ANEXO J – DETERMINAÇÕES DO TEMPO DE VIAGEM DA ONDA CISALHANTE PELO MÉTODO DA FREQUÊNCIA CRUZADA

No modelo 1 (S00-0) só foi realizado ensaio de *Bender Element* sob um nível de tensão e utilizou-se as frequências de emissão da onda cisalhante de 3, 5, 10, 15 e 18 kHz. A Figura I.1 apresenta os resultados obtidos dos ensaios para as diferentes frequências utilizadas.

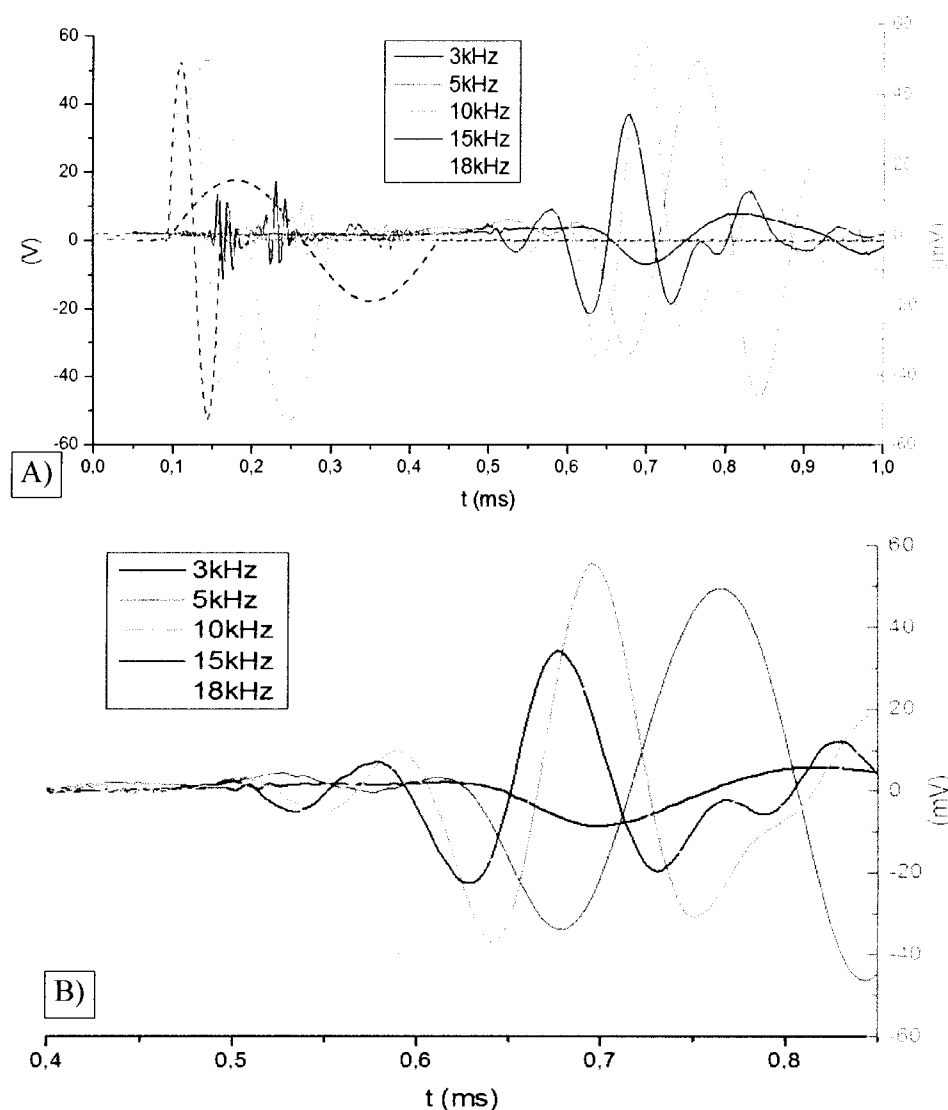


Figura I.1 Ensaio BE-1 (S00-0): A) os resultados de BE-E e BE-R para as diferentes frequências de emissão; B) ampliação dos resultados do BE-R.

A partir da Figura I.1 analisa-se os diferentes tempos de chegada para cada frequência utilizada e busca-se a identificação do tempo de viagem da onda combinando algumas frequências. Neste ensaio (BE1 -S00-0) identificou-se dois grupos de frequências distintos que apresentaram resultados diferentes. A Figura I.2 apresenta os dois grupos identificados e os seus respectivos tempos de viagem.

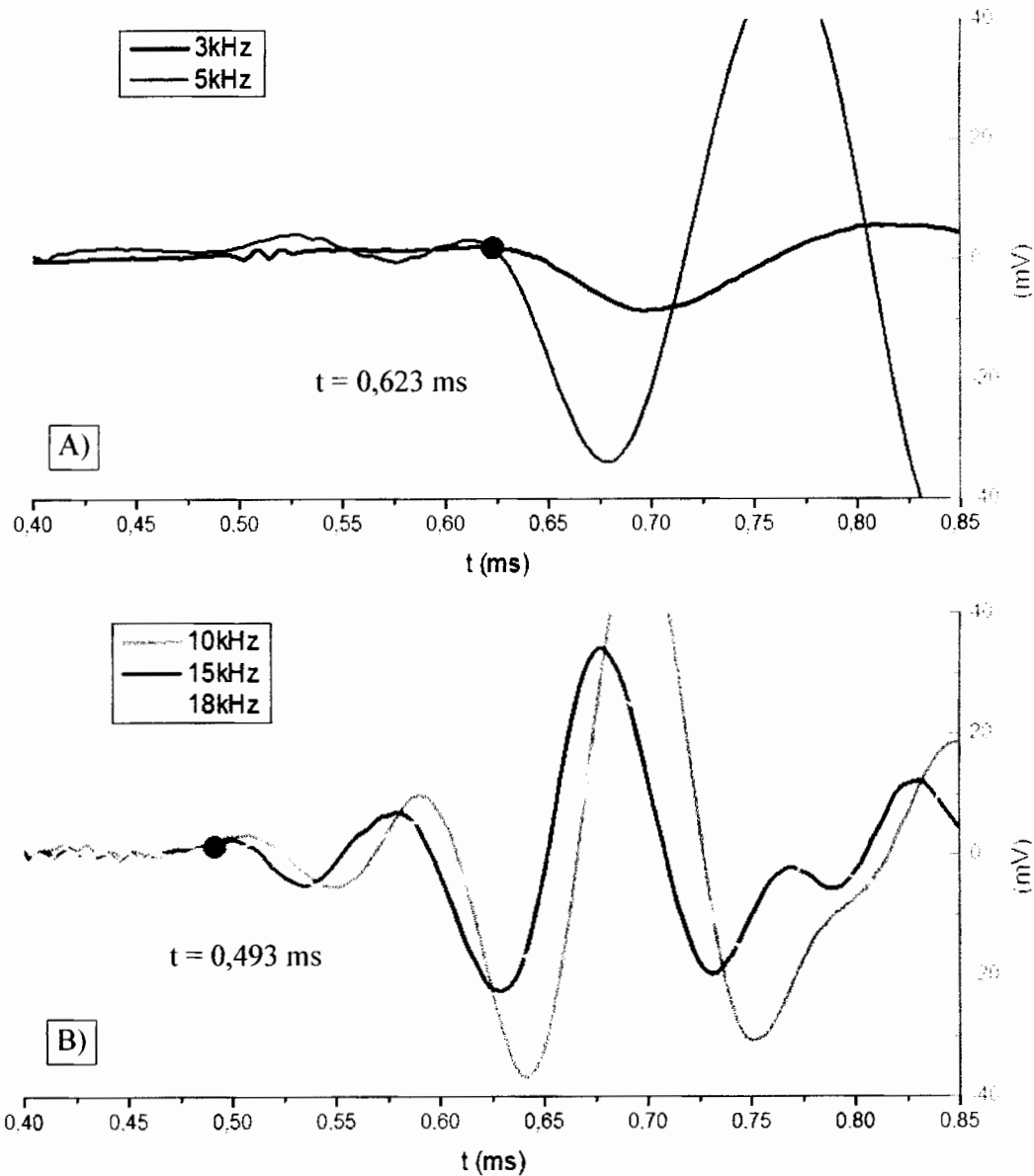


Figura I.2 Grupos de frequência: A) para baixas frequências; B) para altas frequências.

Já no modelo 2 (S01-0) foram realizados ensaios de *Bender Element* em dois níveis de tensão e utilizou-se as frequências de emissão da onda cisalhante de 2, 5, 10, 15 e 20 kHz. As figuras I.3 e I.4 apresentam os resultados obtidos dos ensaios para as diferentes frequências utilizadas em cada nível de tensão (BE1 e BE2).

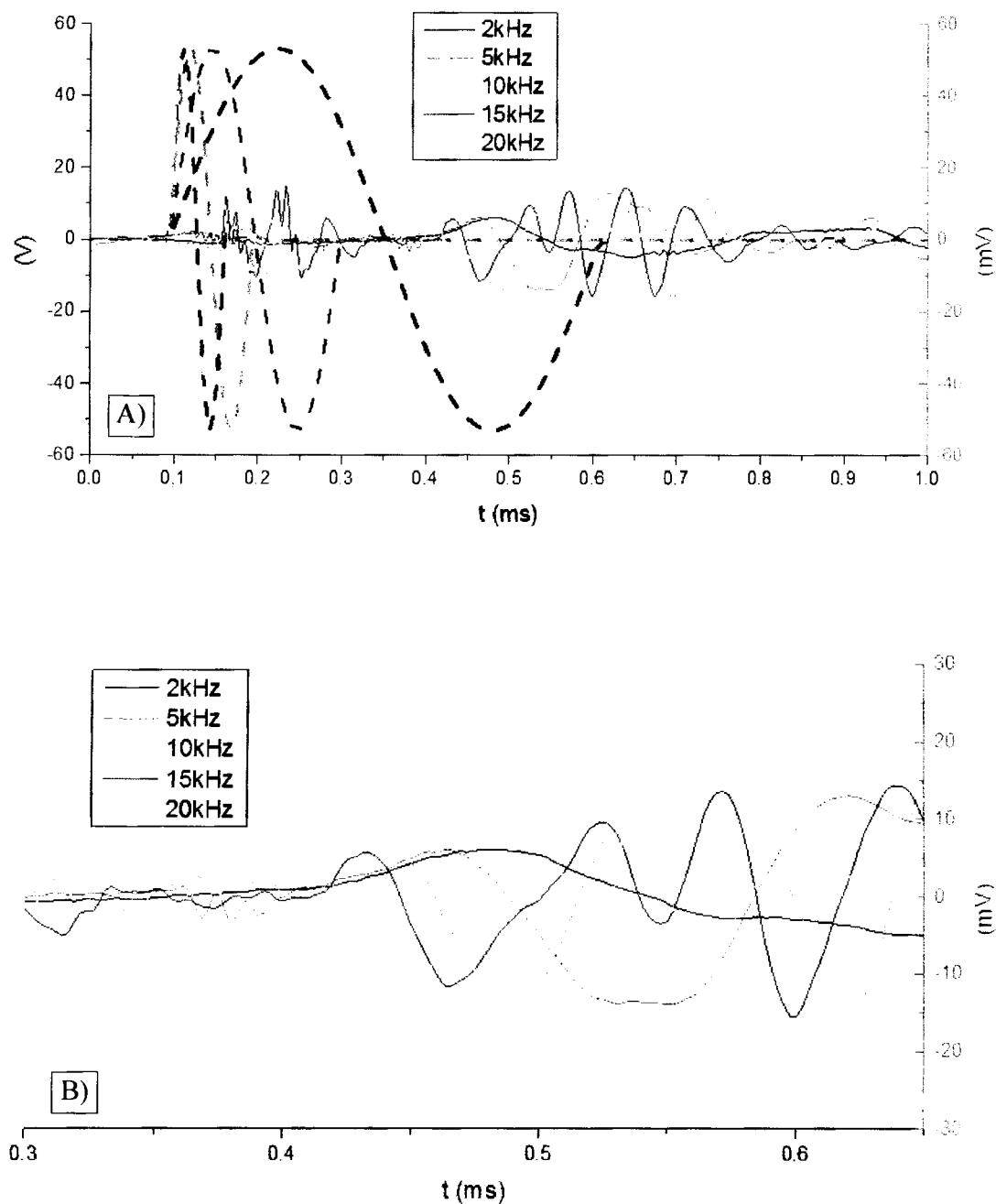


Figura I.3 Ensaio BE-1 (S01-0): A) os resultados de BE-E e BE-R para as diferentes frequências de emissão; B) ampliação dos resultados do BE-R.

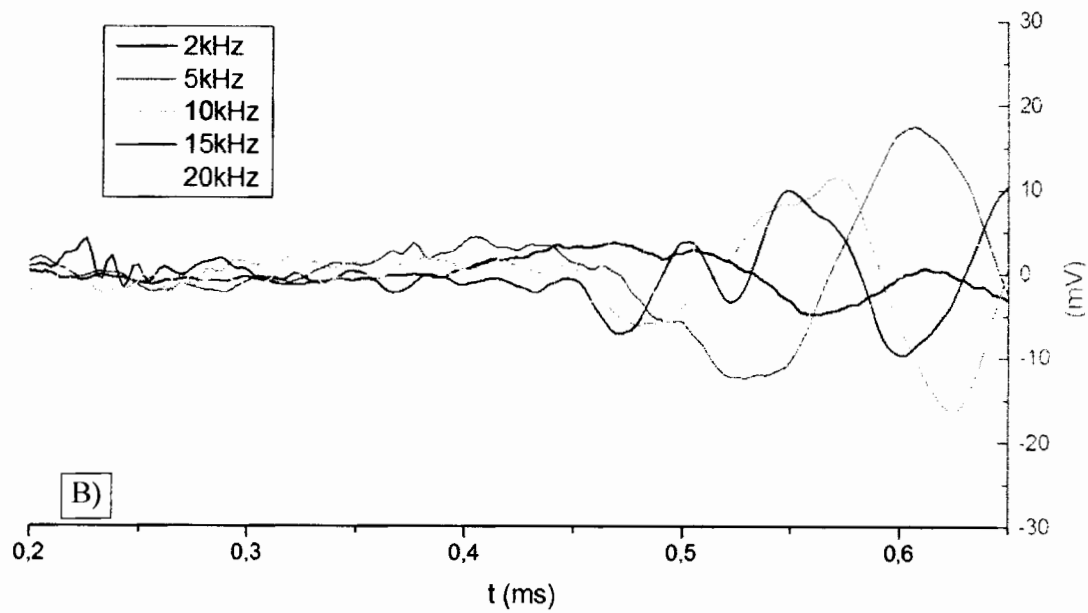
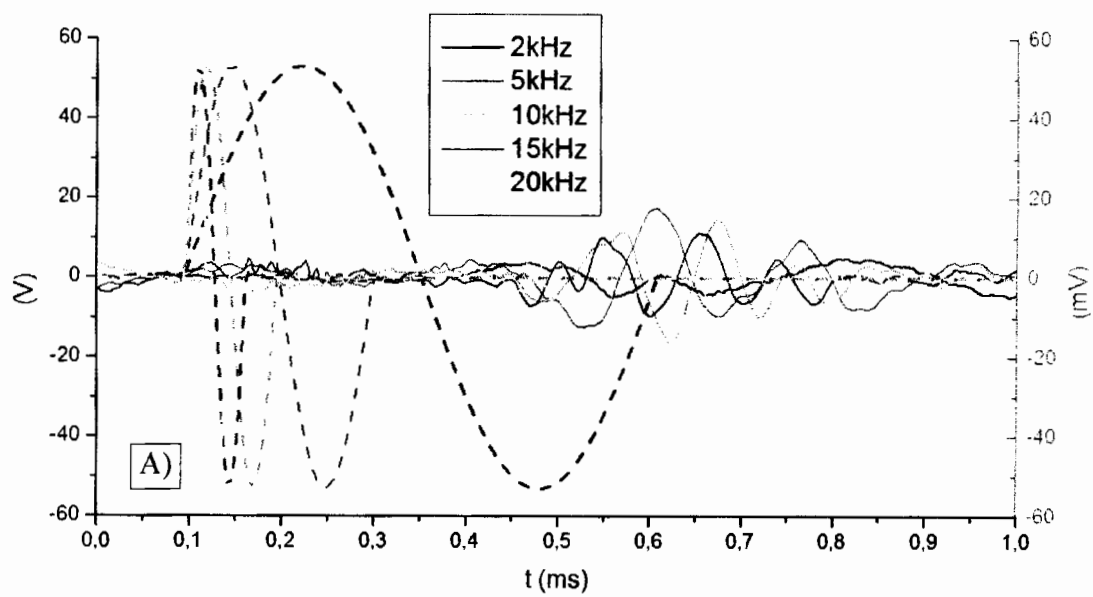


Figura 1.4 Ensaio BE-2 (S01-0): A) os resultados de BE-E e BE-R para as diferentes frequências de emissão; B) ampliação dos resultados do BE-R.

A partir das figuras I.3 e I.4 analisa-se os diferentes tempos de chegada para cada frequência utilizada e busca-se a identificação do tempo de viagem da onda combinando algumas frequências. Nos ensaios BE1 e BE2 identificou-se dois grupos de frequências distintos, compostos por frequências diferentes, que apresentaram resultados distintos. As figuras I.5 e I.6 apresenta os grupos identificados para cada ensaio realizado.

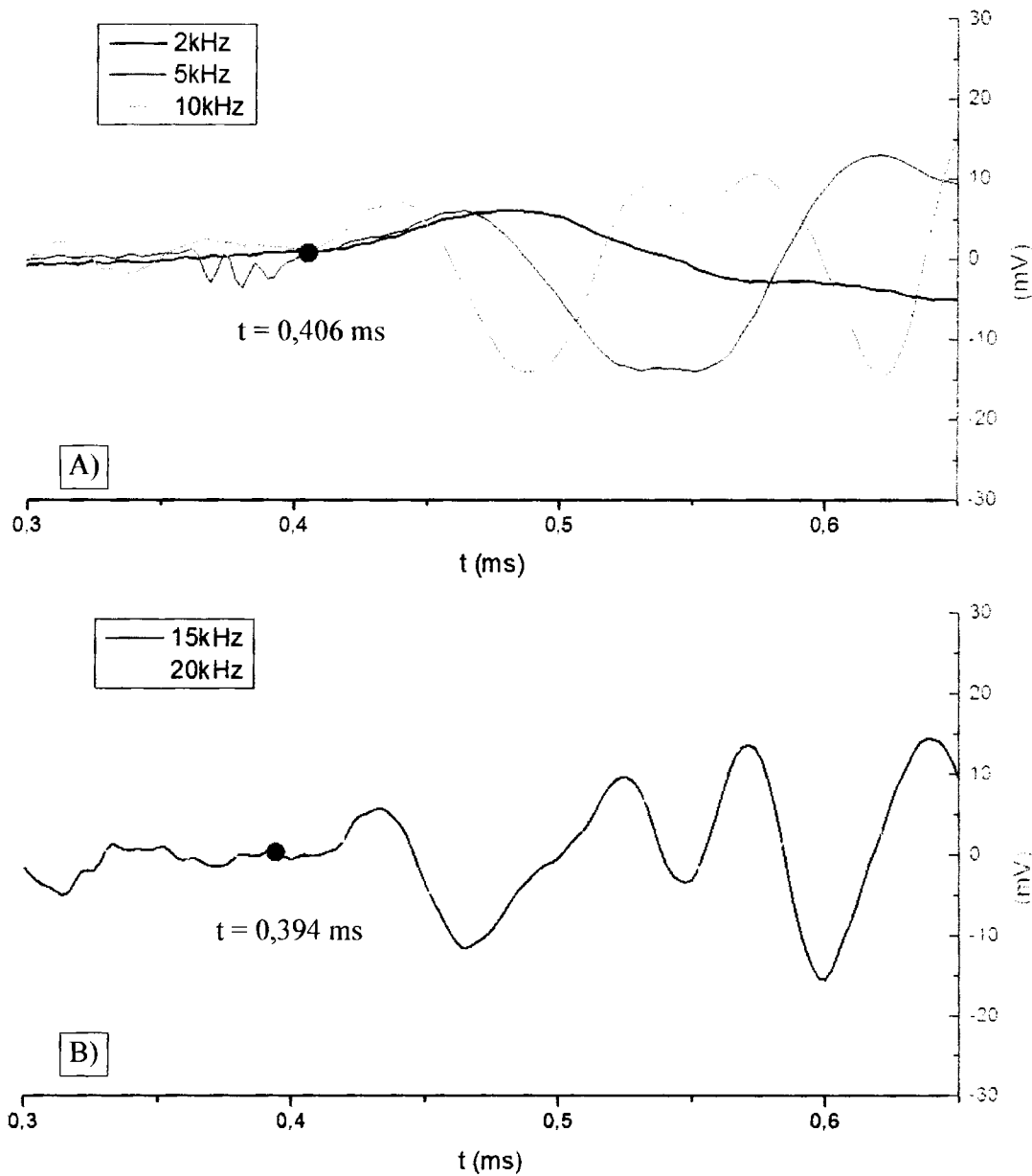


Figura I.5 Grupos de frequência para o ensaios BE1 (S01-0): A) para baixas frequências; B) para altas frequências.

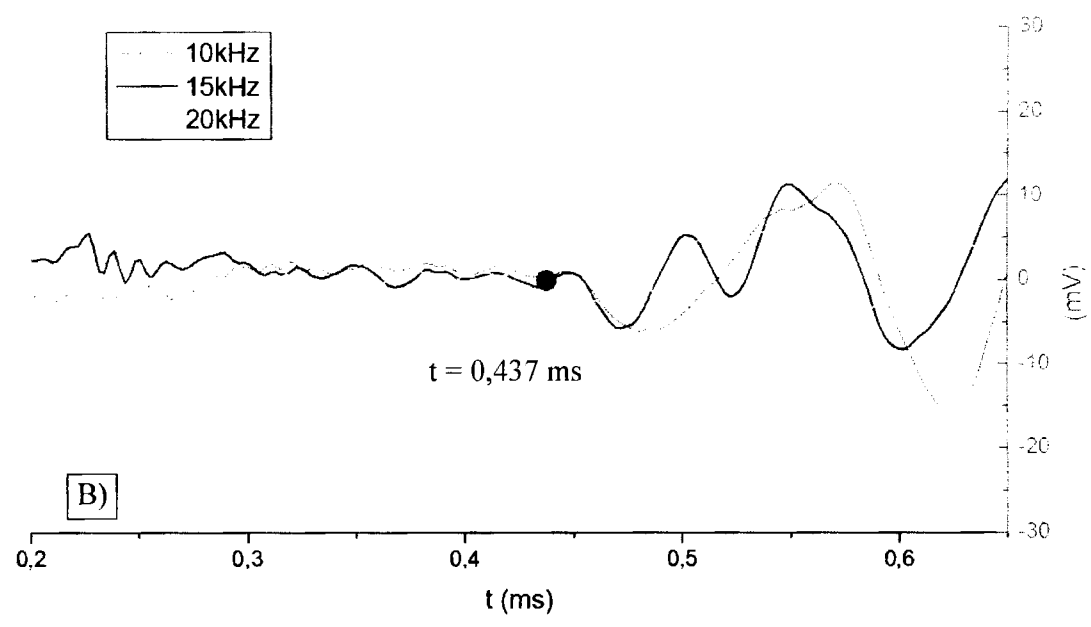
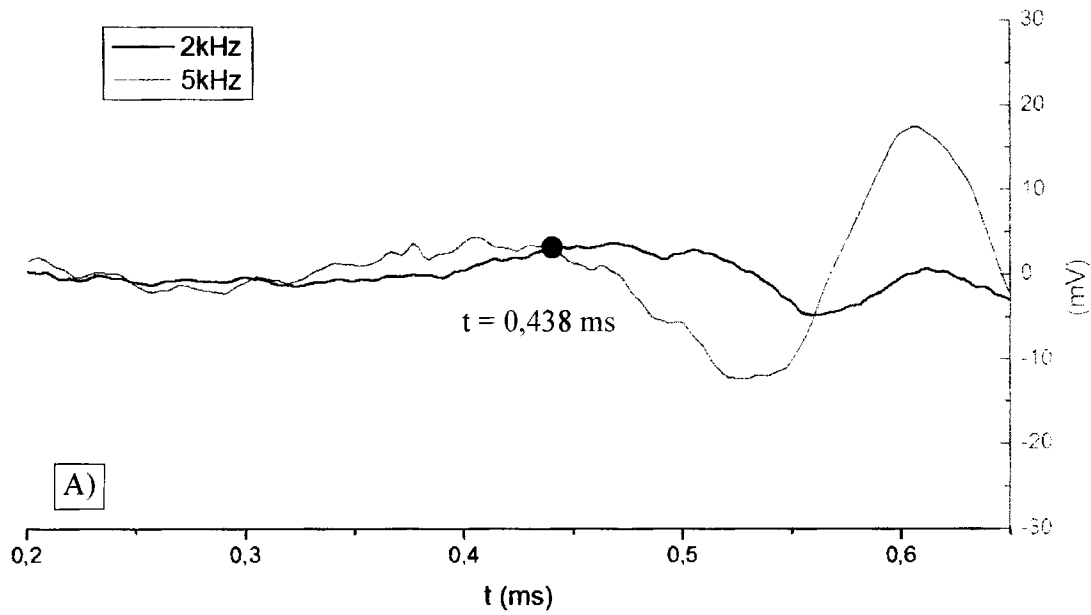


Figura I.6 Grupos de frequência para o ensaios BE2 (S01-0): A) para baixas frequências; B) para altas frequências.