

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

Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente  
cimentada

Guilherme Irineu Venson

Porto Alegre

2015

Guilherme Irineu Venson

**MÓDULO DE RESILIÊNCIA E VIDA DE FADIGA DE  
AREIA ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

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

Porto Alegre

2015

Venson, Guilherme Irineu

Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia  
artificialmente cimentada / Guilherme Irineu

Venson. -- 2015.

158 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Lucas Festugato.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-  
RS, 2015.

1. Geotecnia. 2. Solo-cimento. 3. Módulo de  
resiliência. 4. Fadiga. 5. Relação porosidade/teor  
volumétrico de cimento. I. Consoli, Nilo Cesar ,  
orient. II. Festugato, Lucas, coorient. III. Título.

**GUILHERME IRINEU VENSON**

**MÓDULO DE RESILIÊNCIA E VIDA DE FADIGA DE  
AREIA ARTIFICIALMENTE CIMENTADA**

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

Porto Alegre, 24 de Novembro de 2015

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá  
Orientador

Prof. Lucas Festugato  
Dr. UFRGS, Brasil  
Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Decio Lopes Cardoso (UNIOESTE)**  
Dr.Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

**Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)**  
Dr.Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Eng. Rodrigo Caberlon Cruz**  
Dr.Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho aos meus familiares e amigos,  
que mesmo longe sempre estiveram perto.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, acima de tudo, a Deus, por me permitir chegar cada vez mais longe.

Agradeço a minha noiva, companheira e amiga Ana Paula Reckzigel pela compreensão e apoio ao longo destes anos.

Aos meus pais, Irineu Brambatti Venson e Ivonete Maria V. Venson e minha irmã Gabriela Maria Venson, por cuidarem de mim mesmo quando eu esquecia de fazê-lo.

Pela amizade por mais esse tempo agradeço ao Jonathan, Pedroso e Murilo e as gurias Amanda, Dani e Mariana.

Ao professor Lucas Festugato que mais que um mentor foi um verdadeiro amigo e exemplo de profissional que vou levar pela minha vida inteira.

Agradeço ao professor Nilo Consoli pela sua orientação, apoio, incentivo e conselhos durante essa jornada.

Aos amigos Eduardo, Marina e Thaís por me fazerem sentir um pouco em casa tão longe da minha.

Ao Jorge, Sergio e Rafael, por seu imenso auxílio sem o qual esta pesquisa não seria possível.

A todos os colegas e amigos do LEGG. Muito obrigado pela disponibilidade, pela troca de ideias e pela amizade. Ao laboratorista João Diniz, pelo apoio em todas as atividades realizadas.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e seus membros, pela excelência do ensino e formação.

Por fim agradeço ao CNPq e a CAPES, pelo financiamento da bolsa que me propiciou esse mestrado.

Onde não falta vontade existe sempre um caminho.

*J. R. R. Tolkien*

## RESUMO

VENSON, G. I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Com o crescimento dos grandes centros urbanos e expansão da ação do homem sobre a natureza, muitos projetos de engenharia se tornam inviáveis devido a inexistência de solos que atendam as solicitações necessárias no local, elevados custos de transporte e excessivos danos ambientais. Uma das alternativas existentes é a melhoria das condições destes solos e entre as múltiplas técnicas para melhoramento encontram-se os solos artificialmente cimentados, os quais têm como uma de suas mais corriqueiras utilizações em campo a resistência a solicitações cíclicas, principalmente na construção de pavimentos, o reforço de áreas suscetíveis a sismos e a fundação de estruturas costeiras. Assim esta pesquisa estuda o comportamento cíclico de uma determinada areia artificialmente cimentada, aferindo sua resistência a compressão simples, módulo cisalhante, sucção e focando nos parâmetros módulo de resiliência e vida de fadiga e busca correlacioná-los com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento. Para tanto, foi projetado e construído um equipamento para realização dos ensaios de fadiga e calibrado outro equipamento já existente para execução de ensaios de módulo de resiliência conforme a norma vigente. Em conjunto com os resultados dos ensaios, são apresentadas uma relação de previsão do módulo com base no modelo composto de estado de tensões e correlações satisfatórias dos parâmetros cíclicos obtidos com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento, comprovando a possibilidade de seu uso na previsão do comportamento e dosagem deste solo-cimento.

**Palavras-chave:** *solo-cimento; módulo de resiliência; fadiga; relação porosidade/teor volumétrico decimento.*

## ABSTRACT

VENSON, G. I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

With the growth of large urban centers and expansion of human activities, many engineering projects become infeasible due to the absence of soils that meet the necessary requests on site, high transportation costs and excessive environmental damage. One of the alternatives is to improve the conditions of these soils and, among multiple improvement techniques, the artificially cemented soil is highlighted. This practice has one of its most usual applications on the field to improve materials strength to cyclic loads, especially in pavement designs, reinforcement of areas susceptible to earthquakes and foundations of coastal structures. This research studies the cyclic behavior of a artificially cemented sand, checking its compressive strength, shear modulus, suction and focusing on the resilient modulus and fatigue life parameters. Additionally it seeks to correlate them with the porosity/volumetric cement content ratio. To this end it was designed and built a device for carrying out the fatigue tests and calibrated another existing equipment to run resilient modulus tests according to current standards. Along with the tests results, a modulus prediction relationship is shown based on the composite model of stress state and good correlations of cyclic parameters obtained with the porosity/volumetric content of cement ratio are observed proving the possibility of its use for predicting behavior and dosage of this soil-cement.

**Key-words:** *cemented soil; resilient modulus; fadigue; porosity/content of cement ratio.*

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	19
1.2 OBJETIVOS .....	21
1.2.1 Objetivo Geral .....	21
1.2.2 Objetivos Específicos.....	21
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	22
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA....</b>	<b>23</b>
2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE MATERIAIS CIMENTADOS.....	23
2.2 O SOLO-CIMENTO .....	24
2.2.1 Materiais utilizados no solo-cimento.....	25
2.2.1.1 Solo .....	25
2.2.1.2 Cimento.....	26
2.2.1.3 Água.....	26
2.2.2 Reações Solo-Cimento entre teor de cimento e vazios.....	26
2.3 COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO.....	32
2.3.1 Comportamento sob compressão triaxial.....	32
2.3.2 Efeitos da composição da matriz de cimento.....	36
2.3.3 Efeito da cimentação na resistência e rigidez.....	39
2.3.4 Efeito da cimentação nas deformações coesão e ângulo de atrito.....	43
2.4 2.4 COMPORTAMENTO DOS SOLOS A C. CÍCLICO.....	48
2.4.1 Módulo de resiliência.....	50
2.4.1.1 Fatores da resiliência no solo.....	51
2.4.1.2 O módulo de resiliência e as tensões.....	53
2.4.1.3 O módulo de resiliência e a composição granulométrica.....	56
2.4.1.4 O módulo de resiliência e a umidade do material.....	59
2.4.1.5 O módulo de resiliência e o processo de compactação.....	63
2.4.1.6 O módulo de resiliência e a densidade.....	63

2.4.1.7 Relações usada para avaliação do módulo de resiliência.....	64
2.4.2 Vida de fadiga.....	71
2.5 MÓDULO CISALHANTE.....	76
2.6 SUCCÃO.....	79
2.6.1 Técnica do papel filtro.....	80
<b>3 MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>83</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL....	83
3.2 MATERIAIS.....	84
3.2.1 Solo.....	84
3.2.2 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial.....	87
3.2.3 Água.....	88
3.3 MÉTODOS.....	88
3.3.1 Acondicionamento do material e moldagem dos corpos de prova.....	88
3.3.2 Ensaio de Módulo de Cisalhamento.....	89
3.3.3 Ensaio de Módulo de Resiliência.....	92
3.3.3.1 Calibração do equipamento.....	92
3.3.3.2 Procedimentos de Ensaio.....	95
3.3.3.3 Montagem do Equipamento.....	96
3.3.3.4 Acondicionamento.....	97
3.3.3.5 Determinação do módulo de resiliência.....	98
3.3.4 Ensaio compressão simples.....	99
3.3.5 Ensaio de Sucção.....	100
3.3.6 Ensaio de Vida de fadiga.....	102
3.3.6.1 Projeto do equipamento.....	102
3.3.6.2 Procedimento de Ensaio.....	102
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>104</b>
4.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.....	105
4.2 MÓDULO DE CISALHAMENTO.....	106

4.3 SUCCÃO.....	110
4.4 MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	111
4.5 CORRELAÇÕES COM MR MÉDIO.....	117
4.6 PREVISÃO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	120
4.7 VIDA DE FADIGA.....	128
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>132</b>
5.1 CONCLUSÕES.....	132
5.5 SUJESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	133
REFERÊNCIAS.....	134

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Relação RCS com o fator vazios/cimento (Larnach,1960).....	29
Figura 2.2: Relação vazios/cimento pela resistência à compressão simples. Adaptado de Foppa, (2005). .....	32
Figura 2.3: Relação $\eta/(C_{iv})$ pela a) Resistência à compressão simples b) Resistência a tração. Adaptado de Consoli (2010). .....	33
Figura 2.4: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação uma rocha frágil e porosa, obtido por Elliot e Brown (1985). .....	35
Figura 2.5: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela coesiva é dominante (Coop e Atkinson, 1993): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões. ....	37
Figura 2.6: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela friccional é preponderante (Cuccovillo e Coop, 1999): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões. ....	37
Figura 2.7: Períodos e número de ciclos associados a alguns eventos de carregamentos cíclico (Adaptado de ANDERSEN <i>et al.</i> , 2013) .....	50
Figura 2.8: Tensões aplicadas e deslocamentos de carga repetida. (Adaptado de Medina (2005)). .....	51
Figura 2.9: Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos. Adaptado de Medina (2005). .....	53
Figura 2.10: Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos. Adaptado de Medina (2005). .....	53
Figura 2.12: Influência da composição granulométrica no $M_R$ de resiliência material gnaisse-granítico (Adaptado de BARKSDALE; ITANI, 1989).....	59
Figura 2.13: Variação do módulo de resiliência de um solo fino do Arkansas com o teor de umidade (Adaptado de ELLIOTT; THORNTON, 1988) .....	60
Figura 2.14: Variação do $M_R$ com o teor de umidade para solo argiloso siltoso tipo A-7-6 (Fonte: Modificada de MOHAMMAD; PUPPALA; ALAVILLI, 1995) .....	61
Figura 2.15: Variação do $M_R$ com a umidade em um solo arenoso tipo A-3 (Fonte: Modificada de MOHAMMAD; PUPPALA; ALAVILLI, 1995).....	63
Figura 2.16: Estágio existentes num processo de fadiga. (Adaptado de Medina (2005)). .....	73
Figura 2.17: Exemplos de equipamento para ensaios de fadiga. (Adaptado de Medina (2005)). .....	74

Figura 2.18: Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas. Adaptado de Medina (2005). .....	75
Figura 2.19: Representação das tensões no centro da amostra de um corpo de prova cilíndrico. Adaptado de Medina (2005).....	75
Figura 2.20: Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta. (Caberlon (2008)). .....	80
Figura 2.21: Tipos de fluxo entre solo e papel filtro (Marinho, 1995).....	82
Figura 3.1: Município de Osório/RS (Adaptado de ABREU 2006).....	85
Figura 3.2: Imagem da areia: (a) Ampliada em 40 vezes; (b) Ampliada em 500 vezes (microscopia eletrônica de varredura). (Dalla Rosa, 2009).....	86
Figura 3.3: Curva granulométrica da areia de Osório. ....	87
Figura 3.4: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002). ....	89
Figura 3.5: Etapas da moldagem. ....	90
Figura 3.5: Equipamento pundit (Proceq, 2009).....	91
Figura 3.6: Calibrando a onda p. ....	91
Figura 3.7: Medindo a onda p.....	92
Figura 3.8: Medindo a onda s .....	92
Figura 3.9: Curva do carregamento de ensaio de MR (AASHTO-307, 1999).....	93
Figura 3.10: Válvula de controle de fluxo.....	95
Figura 3.11: MR – Calibração do pulso – homogeneidade. ....	95
Figura 3.12: MR – Calibração do pulso – tempo e forma .....	96
Figura 3.13: Equipamento para ensaio de MR (a) Esquema norma do DNIT (b) Equipamento instalado no LEGG.....	97
Figura 3.14: (a) amostra instrumentada (b) equipamento montado pronto para início do ensaio .....	97
Figura 3.15: (a) Deformações antes do acondicionamento (b) Deformações após o acondicionamento .....	98
Figura 3.16: Ruptura típica a compressão simples.....	100
Figura 3.17: Corpo de prova desmontado para retirada da amostra de sucção e umidade após os ensaios. ....	101

Figura 3.18: Ensaio de sucção: a) Posicionamento do papel filtro b) Armazenamento até o equilíbrio.....	102
Figura 3.19: Equipamento para ensaio de vida de fadiga.....	103
Figura 3.20: Detalhe no suporte dos medidores de distancia linear .....	104
Figura 3.21: Ruptura típica por tração no ensaio de fadiga.....	104
Figura 4.1: Comparação dos valores de $q_u \times \eta / C_{iv}$ com a bibliografia. ....	107
Figura 4.2: Onda s CP_3_0,64 antes do ensaio de MR. ....	108
Figura 4.3: Onda s CP_3_0,64 depois do ensaio de MR.....	108
Figura 4.4: Módulo de cisalhamento antes do ensaio de MR em função do $\eta / C_{iv}$ . ....	109
Figura 4.5: Módulo de cisalhamento depois do ensaio de MR em função do $\eta / C_{iv}$ ....	109
Figura 4.6: Relação entre $q_u$ e $G_0$ para os CPs ensaiados. ....	110
Figura 4.7: Relação entre a sucção e o $\eta / C_{iv}$ . ....	112
Figura 4.8: Resultado ensaio MR CP_3%_0,78.....	114
Figura 4.9: Resultados ensaio MR CP_3% 0,78/0,70/0,64. ....	116
Figura 4.10: Resultados ensaio MR CP 2%/3%/5% $e=0,70$ . ....	116
Figura 4.12: Resultado de todos os ensaios de MR em relação ao $\eta / C_{iv}$ .....	118
Figura 4.13: Relação entre o $q_u$ e o MR médio. ....	119
Figura 4.14: Relação entre o $G_0$ e o MR médio.....	120
Figura 4.15: Relação entre a Sucção e o MR médio. ....	120
Figura 4.16: Relação entre $\eta / C_{iv}$ e o MR médio.....	121
Figura 4.17: Correlação entre $\eta / C_{iv}$ e as constantes $k_1$ , $k_2$ , $a$ e $b$ .....	123
Figura 4.18: Previsão de MR pela relação A.....	124
Figura 4.19: Previsão de MR pela relação B. ....	124
Figura 4.20: Correlação entre $\eta / C_{iv}$ e as constantes $k_3$ , $k_4$ , e $k_5$ . ....	126
Figura 4.21: Previsão de MR pela relação C.....	127
Figura 4.22: Resultados dos ensaio de MR junto aos valores de MR previstos pela relação C. ....	127

Figura 4.23: MR previsto pela relação C para CP_1%_0,78.....	128
Figura 4.24: Ensaio de vida de fadiga. ....	130
Figura 4.25: Ensaio de vida de fadiga por $\eta/Civ$ .....	131
Figura 4.26: Deformação radial final do ensaio de fadiga por $\eta/Civ$ .....	131

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Modelos de previsão de MR.....	57
Tabela 2.2: Os tipos de agregados componentes do trabalho, as localizações, os parâmetros de ruptura, as massas específicas secas máximas e os $r^2$ resultantes das avaliações feitas com eq. (2.19) .....	69
Tabela 2.3: Valores típicos de $k_1$ e $k_2$ para materiais grossos não cimentados de base e subbase .....	71
Tabela 2.4: Curvas de calibração para os papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589.....	83
Tabela 3.1: Distribuição granulométrica da areia de Osório.....	87
Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório.....	88
Tabela 3.3: Características físicas do solo utilizado.....	88
Tabela 3.4: Pontos do ensaio de MR e calibração do equipamento do laboratório.....	94
Tabela 4.1: Resumo das características dos CPs ensaiados.....	105
Tabela 4.2: Resultados dos ensaios de resistência a compressão simples.....	106
Tabela 4.3: Resultados do ensaios de módulo de cisalhamento.....	108
Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de sucção.....	111
Tabela 4.5: Resultados do ensaio de MR do CP_3%_0,78. ....	113
Tabela 4.6: Resultados do ensaio de MR CPs de 1 a 9. ....	115
Tabela 4.7: Resultados do ensaio de MR CPs de 10 a 18. ....	115
Tabela 4.8: Resultados MR Médio de cada ensaio.....	119
Tabela 4.9: Contantes das relações A e B. ....	122
Tabela 4.10: Constantes da relação C.....	125
Tabela 4.11: Resumo dos resultado dos ensaios vida de fadiga.....	129

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM: American Society for Testing and Materials

B: parâmetro de poro-pressão

$c'$ : intercepto coesivo efetivo

Cc: coeficiente de curvatura

Civ: porcentagem volumétrica de cimento

Cu: coeficiente de uniformidade

D10: diâmetro efetivo

D50: diâmetro médio

e: índice de vazios

emax: índice de vazios máximo

emin: índice de vazios mínimo

$k_1, k_2, k_3$  = constantes de regressão do modelo.

LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

MR: Módulo de resiliência

NBR: Norma Brasileira

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

$q$ : tensão desvio

$q_u$ : resistência à compressão simples

R2: coeficiente de regressão

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Vv: volume de vazios

Vc: volume de cimento

w: umidade

$w_f$ : umidade do papel filtro

$\gamma_s$ : peso específico real dos grãos

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco

$\Delta u$ : variação de poro-pressão

$\eta$ : porosidade

$\theta$ :  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

$\theta'$ : ângulo de atrito interno efetivo do solo

$\sigma'_1$ : máxima tensão principal efetiva

$\sigma'_3$ : mínima tensão principal efetiva

$\sigma'_n$ : tensão normal efetiva

$\sigma'_c$ : tensão normal de compressão simples

$\sigma'_t$ : tensão normal de compressão diametral

$\tau$ : resistência ao cisalhamento

$qgd$ : tensão desvio a grandes deformações

$\varepsilon_a$ : deformação axial

$\varepsilon_v$ : variação volumétrica

$\xi$ : razão entre a resistência à compressão diametral e simples

$\Psi$ : sucção

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A utilização de cimento Portland no melhoramento das propriedades do solo é uma alternativa utilizada em geotecnia e que vem evoluindo com grandes resultados tanto na âmbito nacional quanto internacional. A aplicação da técnica de tratamento de solos com cimento vem sendo empregada com sucesso para proteção de taludes em barragens de terra e canais, na contenção de plumas de contaminação, na construção de bases para pavimentos, ou ainda no encapsulamento de solos contaminados.

O comportamento de solos cimentados possui características distintas as dos solos convencionais da engenharia geotécnica. Propriedades como rigidez e deformabilidade são influenciadas pela existência de algum agente cimentante. Desta maneira, solos cimentados apresentam capacidade de suportar estados de tensões superiores ao encontrados em solos sem cimentação, quando compara-se a uma situação em que ambos os materiais possuem mesma porosidade.

Por outro lado, o estudo de solos naturalmente cimentados tem sido focado na extração de amostras em campo e posteriormente na preparação em laboratório para avaliar o seu comportamento mecânico. Os procedimentos que envolvem a extração e preparação das amostras podem causar danos à estrutura e por consequência, ocasionar interpretações errôneas do real comportamento mecânico do respectivo solo. Estes danos envolvem a quebra parcial ou total da estrutura por descarregamento ou alívio de tensões, decorrente da amostragem, ou, por outro lado, por meio do manuseio incorreto que estes solos sofrem durante sua preparação.

Uma alternativa a ser adotada na investigação de solos cimentados é a utilização de amostras artificialmente cimentadas. O emprego desta técnica possibilita a fixação de parâmetros tais como umidade, grau de cimentação e porosidade, estabelecidos durante a preparação das amostras. Dessa maneira, a questão da heterogeneidade das amostras é reduzida, uma vez que todas as amostras apresentam condições iniciais de dosagem adequadas.

No estudo dos solos cimentados, porém, pouco se sabe acerca de seu comportamento quando submetido a cargas cíclicas, as quais são alvo deste trabalho, que se justifica em frente ao extenso uso que o solo cimentado pode apresentar frente a estas solicitações, principalmente na construção de pavimentos, reforço de áreas suscetíveis a sismos, áreas costeiras sob efeitos de marés, áreas próximas a grandes instalações ferroviárias, dentre outras.

Para conhecer tal comportamento, selecionou-se uma areia de características bem conhecidas, sobre a qual foram estudados os principais parâmetros cíclicos da mecânica dos solos: módulo de resiliência e vida de fadiga.

Recentemente, estudos vêm sendo desenvolvidos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul com o objetivo de identificar o comportamento mecânico de amostras artificialmente cimentadas. Estes estudos têm focado na identificação de relações entre a porosidade e o grau de cimentação na resistência das misturas de solo cimento, a partir de ensaios de compressão não confinada e triaxial (Festugato 2013; Consoli et al., 2009a; Dalla Rosa, 2009; Cruz, 2008; Santos, 2008; Dalla Rosa et al. 2007; Foppa 2005). Neste contexto, o presente estudo também buscou verificar a existência dessas relações para os parâmetros cíclicos.

A visualização de alguns dos fenômenos descritos acima, como fadiga, liquefação, degradação da rigidez, acúmulo de deformações permanentes, é possível apenas em condições cíclicas de execução de ensaios. A possibilidade de melhorar o desempenho dos solos de fundação, ou de criar novos materiais a partir dos solos existentes ou de empréstimo, que com o auxílio das fibras e do cimento possam garantir melhores condições de resposta a carregamentos cíclicos, é uma opção que tem criado grandes questões e que infelizmente o meio técnico-científico internacional pouco tem produzido a respeito. Este tipo de estudo, além de fornecer informação para a investigação do conjunto de solicitações cíclicas, permitirá levar o estudo dos solos cimentados a um nível de conhecimento de maior abrangência e detalhe.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento cíclico e verificar a validade do uso da razão porosidade/teor volumétrico de cimento na estimativa do módulo de resiliência e vida de fadiga de um solo arenoso (areia fina) artificialmente cimentado.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Projetar, construir e automatizar um equipamento de carregamento cíclico na compressão diametral para realização dos ensaios de fadiga.
- Calibrar o equipamento triaxial cíclico existente para realização de ensaios de módulo de resiliência conforme norma AASHTO T 307.
- Executar ensaios de módulo de resiliência e vida de fadiga em diferentes razões porosidade/teor volumétrico de cimento.
- Executar ensaios de módulo cisalhante antes e depois dos ensaios cíclicos e então romper a amostra à compressão simples e medir sua sucção.
- Quantificar a influência isolada de cada uma das variáveis de interesse: quantidade de cimento e porosidade da mistura compactada sobre a resposta a carregamentos cíclicos.
- Verificar a validade de uma relação entre o módulo de resiliência e a vida de fadiga da areia cimentada em função da razão porosidade/teor volumétrico de cimento.
- Verificar a validade de uma relação entre os parâmetros cíclicos e a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e o módulo cisalhante ( $G_0$ ) (função da relação vazios/cimento).

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em cinco capítulos descritos sucintamente a seguir:

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução, onde são apresentados o problema e a relevância do trabalho e são definidos os objetivos gerais e específicos da pesquisa.

O capítulo 2 constitui-se em uma revisão bibliográfica sobre os principais aspectos acerca do tema abordado. Este capítulo foi estruturado de modo a fornecer ao leitor uma visão geral sobre a técnica de solos cimentados, enfatizando suas aplicações e os materiais utilizados. Posteriormente, são abordados os tópicos referentes ao comportamento cíclico dos solos, com ênfase nos parâmetros módulo de resiliência e vida de fadiga.

O capítulo 3 descreve de forma detalhada o programa experimental, especificando as variáveis de interesse, os materiais e métodos utilizados, mostra também o projeto e implementação do equipamento para ensaio de fadiga no laboratório.

O capítulo 4 apresenta os resultados alcançados na fase experimental, bem como uma análise e discussão dos mesmos, juntamente com as correlações obtidas entre os parâmetros do solo.

O capítulo 5 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE MATERIAIS CIMENTADOS

O comportamento de materiais cimentados apresenta características de rigidez ou deformabilidade superiores às encontradas em solos convencionais quando avaliados sob a mesma porosidade. Solos convencionais são referentes a depósitos que não possuem qualquer tipo de agente cimentante entre as partículas que os constituem, como por exemplo, depósitos sedimentares em geral.

A partir das definições apresentadas por Leroueil e Vaughan (1990) e Burland (1990), solos cimentados são todos aqueles que por alguma ação do intemperismo receberam algum tipo de cimentação, esta ocorrendo através da deposição de agentes cimentantes, forças de atração entre outros. Ainda, compreende-se que essas características associadas à cimentação podem ser removidas por uma mudança no estado de tensões ou simplesmente pela remoldagem.

Argilas moles e rígidas, solos granulares e residuais, bem como rochas brandas e intemperizadas podem ter sua cimentação originada a partir de vários fatores. Dentre eles, a dissolução e deposição de sílica entre os contatos das partículas de areia e a união dos contatos entre as partículas quando submetidas a altas pressões. Outros casos também podem ser gerados pela deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, através da recristalização dos minerais durante o processo de intemperização, modificação da camada de água absorvida e forças de atração em solos argilosos (Leroueil e Vaughan, 1990).

Por mais que os materiais anteriormente citados possam apresentar uma alta complexidade na sua origem de formação, Aversa et al. (1993) e Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que o comportamento de materiais cimentados ocorre de maneira muito simples e generalizada.

Assim, por apresentarem muitas similaridades no comportamento e apesar de serem materiais distintos, compreendendo desde argilas até rochas brandas, comumente a literatura existente apresenta como sendo sinônimos os termos “solo estruturado”, “solo

cimentado”, “bonded soil”, etc. e que assim, demonstram um determinado padrão de comportamento.

Em solos residuais a cimentação pode ser formada por algum tipo de agente cimentante (Vargas, 1953; Vaughan, 1985). Por outro lado, alguns solos podem apresentar algum tipo de estrutura, mas essa não oriunda de um agente cimentante, mas sim relacionada com as forças interparticulares de atração, que podem estar presentes em solos argilosos, e também relacionadas com a própria tixotropia (Leroueil e Vaughan, 1990).

## 2.2 O SOLO-CIMENTO

Deve-se levar em conta que a cimentação em solos pode se dar de forma artificial. Neste caso, a adição de algum agente cimentante permite que uma estrutura seja desenvolvida numa massa de solo, conferindo também melhorias nas propriedades de rigidez e deformabilidade do material. Entre os agentes cimentantes mais comuns utilizados no meio geotécnico, pode-se citar o cimento Portland (Dalla Rosa et al., 2008; Consoli et al., 2007; Ismail et al., 2002) e o gesso (Coop e Atkinson, 1993; Ismail et al., 2002). Em alguns casos, agente cimentantes específicos, como a calcita (Ismail, 2002) também foram utilizados.

A utilização de técnicas artificiais para a cimentação de solos está normalmente direcionada a duas situações. Em laboratório, o estudo da adição de agentes cimentantes em solos é direcionada à simulação do comportamento de solos naturalmente cimentados (Dalla Rosa, 2006; Rotta, 2000; Consoli et al., 2000; Coop e Atkinson, 1993). Dessa maneira, o uso desta possibilidade de estudo implica em menores custos e redução das dificuldades na obtenção de amostras com qualidade. Por outro lado, a utilização de agentes cimentantes em trabalhos de campo tem por objetivo a obtenção de materiais geotecnicamente compatíveis com as solicitações de deformabilidade e resistência encontradas naquele local (Consoli et al., 2009a; Thomé et al., 2008; Consoli et al., 2003).

## 2.2.1 Materiais utilizados no Solo-Cimento

### 2.2.1.1 Solo

Qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento. Maior eficiência é observada em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES e METCALF, 1972).

As propriedades finais do solo-cimento são dependentes, em grande parte, do tipo de solo envolvido. Certas diferenças nas propriedades e nas reações do cimento são devidas a variações na composição química do solo (FELT, 1955).

De acordo com CROFT (1967), a composição química e mineralógica do solo condiciona o sucesso de sua estabilização com cimento. Solos caulíníticos ou ílticos podem ser considerados inertes e apresentarão um desenvolvimento adequado da resistência com econômicas quantidades de cimento. Já a presença de altos teores de argila montmorilonítica retarda a adequada hidratação e endurecimento do cimento, fazendo com que a estabilização com cal seja a mais eficiente. O autor explica que as reações entre a montmorilonita e cal liberada pela hidratação do cimento causam uma redução do pH da fase aquosa da mistura, o que retarda o endurecimento do gel de cimento e a cristalização de novos minerais.

NOBLE e PLASTER (1970) verificaram, em um estudo com três solos argilosos, que a fração argila sofre ataque e deterioração quando em contato com o cimento Portland. Observou-se que o tipo de argilomineral mais suscetível é a montmorilonita, seguida pela caulinita e pela illita. No entanto, ensaios de compressão simples indicaram que a quantidade de argila presente no solo é mais importante, em relação ao ganho de resistência de curto prazo do solo-cimento, do que o tipo de argilomineral presente.

Conforme a aplicação, existem normas específicas que apresentam critérios quanto à seleção do solo a ser utilizado nas misturas de solo-cimento. Em geral o uso para proteção de taludes e pavimentos faz com que a seleção do solo seja mais rigorosa em virtude da severidade das solicitações nesses casos.

A título de ilustração, a NBR 12253/92, Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, exige que o solo se enquadre nas classificações A1, A2, A3 ou A4 (ASTM D 3282 – Classification of Soils and Soil-aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes), que contenha 100% de material passando na peneira de abertura de 76 mm e, no máximo, 45% de material retido na peneira de 4,8 mm.

#### 2.2.1.2 Cimento

O cimento é o componente de maior custo, por isso, usualmente, são feitos vários testes de laboratório para decidir a quantidade mínima de cimento a ser adicionada que atenda às especificações. Em alguns casos, é também necessário estabelecer um limite máximo de cimento para prevenir o efeito adverso de trincamentos por retração (INGLES & METCALF, 1972). Não existem restrições quanto ao tipo de cimento.

#### 2.2.1.3 Água

A água potável é considerada satisfatória para utilização em misturas de solo-cimento.

Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação (INGLES & METCALF, 1972), já que a água necessária para a completa hidratação do cimento é de aproximadamente 40% da massa de cimento, sendo que destes, 20% são efetivamente consumidos na hidratação e 20% ficam retidos na água de gel (NEVILLE, 1997).

### 2.2.2 Relações Solo-Cimento entre teor de cimento e vazios

Existem trabalhos na literatura que utilizam um fator correlacionando a quantidade de vazios com a quantidade de cimento, de relevância histórica em 1960 o trabalho realizado por Larnach. Em 2005 Foppa utilizou o arenito Botucatu com cimento para estimativa da resistência a compressão do solo-cimentado e em 2007, Lopes Júnior utilizou, além do cimento, a cal e rocha basáltica pulverizada juntamente com a matriz de arenito Botucatu.

O trabalho realizado por Larnach (1960) utilizou uma areia fina, limpa e mal graduada combinada com uma fração de argila pulverizada. Já os trabalhos realizados por Foppa (2005) e Lopes Júnior (2007) utilizaram solo residual de arenito Botucatu, classificado como um solo areno-siltoso.

Segundo Larnach (1960), para as misturas do solo-cimento investigadas a resistência à compressão ( $S$ ) e o fator vazios/cimento ( $V/C$ ) em sete dias de cura são interligados pela seguinte relação empírica.

$$S = \frac{5600}{\left(\frac{V}{C}\right)^{1,54}} \quad (\text{lb/sq.in}) \quad (2.1)$$

Desde que o fator vazios/cimento mostre-se dependente do peso específico da mistura, uma conexão racional entre a resistência a compressão e o peso específico é demonstrada.

Pelo uso da relação expressa acima, baseado em todos os resultados dos ensaios em misturas com várias quantidades de cimento, é sugerido que para uma quantidade particular de cimento a relação entre peso específico e resistência à compressão pode ser estabelecida com grande credibilidade.

Em adição foi encontrado para o solo-cimento investigado em particular, em sete dias de cura a resistência à flexão ( $F$ ) é relacionada à resistência à compressão com segue:

$$F=0,28.S \quad (\text{lb/sq.in}) \quad (2.2)$$

Em geral solos e misturas frescas de solo-cimento incluem materiais sólidos com espaços vazios de ar e água. A compressão em campo não é suficiente para reduzir a zero os espaços de ar, o solo-cimento deve ser considerado como sempre incompletamente compactado. A resistência de um concreto incompletamente compactado não pode ser relacionada ao seu fator água/cimento, visto que as leis do fator água/cimento se aplicam somente a misturas nas quais todos os vazios de ar sejam expelidos.

No entanto, a conexão entre a resistência do concreto parcialmente compactado e seu fator vazios/cimento tem sido adequadamente demonstrada. Parece razoável então sugerir que uma dependência similar deva existir para misturas solo-cimento; uma pequena série de ensaios descritos foram designados para investigar esta possibilidade.

Para bases contendo camadas de solo-cimento, a resistência a flexão é importante na determinação de seu comportamento flexível ou rígido e conseqüentemente na espessura de projeto necessária.

As proporções utilizadas por Larnach (1960) de areia-argila, como dito anteriormente, foram de nove partes de areia para uma de argila. Suas quantidades de cimento utilizadas nas misturas solo-cimento foram de 5,3%, 11,1% e 17,7% de cimento em relação ao peso de solo seco, verificadas através das curvas de compactação realizadas para cada proporção.

Através dos resultados o autor observou uma estreita relação entre a resistência das misturas não saturadas com o fator vazios/cimento (Figura 2.1).

A determinação do fator vazios/cimento foi definida como sendo:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.3)$$

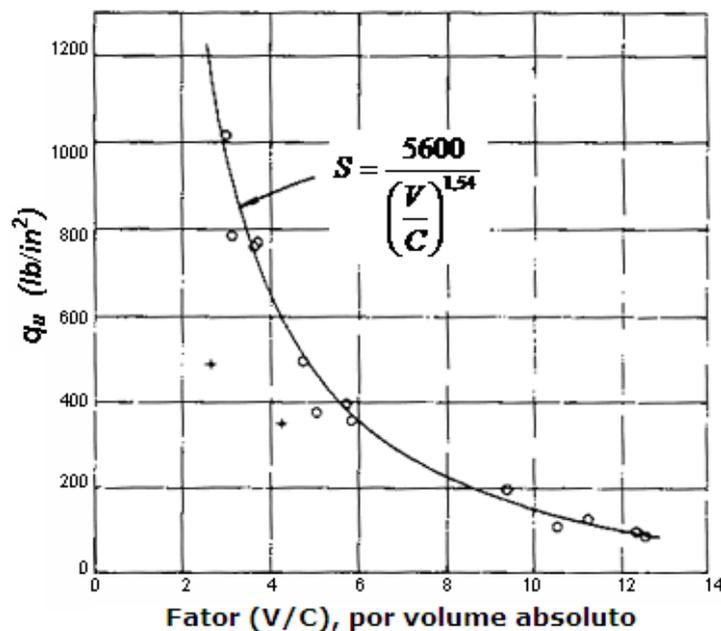


Figura 2.1 – Relação RCS com o fator vazios/cimento (Larnach, 1960)

A resistência à compressão simples das misturas solo-cimento tem uma grande variação com teor de umidade, densidade seca e quantidade de cimento, podendo ser relacionada

ao fator vazios/cimento. Tal relação permite uma elaboração das curvas dos gráficos muito mais confiáveis as quais são usadas no controle dos ensaios em campo.

Essa relação pode ser estudada de forma mais elegante em relação ao volume total como  $\eta/(C_{iv})$ , onde:

$$\frac{\eta}{C_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V_{total}}\right)}{\left(\frac{V_c}{V_{total}}\right)} = \frac{V_v}{V_c} \quad (2.4)$$

De acordo com Helene e Terzian (1993), René Ferét, em 1892, descobriu a lei fundamental que correlaciona a resistência da argamassa com sua compacidade. Ferét verificou experimentalmente que a resistência a compressão de argamassas inicialmente plásticas é função somente da relação entre o volume absoluto de vazios da argamassa e o volume de cimento. Mais tarde em 1896, aperfeiçoou este modelo matemático, propondo a seguinte expressão:

$$f_{cj} = K_1 \left( \frac{C}{1-M} \right)^2 \quad (2.5)$$

Onde:

$f_{cj}$  = resistência a compressão da argamassa a “j” dias de idade.

$K_1$  = constante que depende da natureza dos materiais, idade e das condições de cura.

$C$  = volume absoluto de cimento por unidade de volume da argamassa.

$M$  = volume absoluto do agregado miúdo por unidade de volume da argamassa.

Em 1918, Duff A. Abrams enunciou a seguinte lei: “dentro do campo dos concretos plásticos, a resistência aos esforços mecânicos, bem como as demais propriedades do concreto endurecido, variam na relação inversa da relação água/cimento”. Abrams chegou as mesmas conclusões que Ferét havia obtido 22 anos antes, desprezando porém o volume de ar e considerando apenas a relação entre volume de água e volume aparente de cimento. Desta forma propôs o seguinte modelo matemático para expressar a dependência entre as variáveis em questão:

$$f_{cj} = \frac{K_2}{K_3^{H/C_{ap}}} \quad (2.6)$$

Onde:

$f_{cj}$  = resistência a compressão da argamassa a “j” dias de idade.

$K_2$  e  $K_3$  = constantes que dependem da natureza dos materiais, idade e das condições de cura.

H = volume de água por unidade de volume de concreto.

$C_{ap}$  = volume aparente de cimento por unidade de volume de concreto.

Os modelos apresentados por Ferét e Abrams foram obtidos a partir de dados experimentais, constituindo-se em correlações empíricas. Tais correlações têm sido sistematicamente confirmadas por vários pesquisadores, sendo universalmente aceitas como viáveis e bem representativas do fenômeno, apesar de não levarem em conta todos os aspectos da questão.

Segundo Helene e Terzian (1993), modelo teórico mais atualizado e que tem sido adotado para mostrar a resistência do concreto foi desenvolvido por Powers e tem por referência a porosidade capilar da pasta de cimento endurecida.

Já Foppa (2005) concluiu que, utilizando-se o arenito Botucatu, apesar de apresentar uma correlação razoável ( $V_v/V_{ci}$ ) para os valores obtidos para a resistência a compressão simples ( $R^2 = 0,90$ ), não constituiu na melhor forma de representar o fenômeno, pois assume que uma dada variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Um melhor ajuste dos dados experimentais ( $R^2 = 0,97$ ) foi obtido para uma relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,28, qual seja  $[\eta / (C_{iv})^{0,28}]$ . Acredita-se que este expoente é uma função do tipo de solo e do cimento utilizados.

Lopes Júnior (2007) também concluiu que um melhor ajuste dos dados experimentais foi obtido para uma relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade da

mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente igual a 0,35, qual seja:  $[\eta/(C_{iv})^{0,35}]$ .

Comprovando a afirmação feita por Foppa de que o expoente acima encontrado é função do tipo de solo, verifica-se que para um mesmo solo mas com diferentes adições que o torna diferente da matriz, tem-se um expoente de ajuste diferente para os dois casos.

Foppa (2005) verificou também que para um mesmo fator vazios/cimento, ao se variar o teor de umidade de moldagem, as resistências obtidas eram diferentes. Indicando talvez que a relação vazios/cimento estabelecida é válida apenas quando considerando o teor de umidade de moldagem constante (Figura 2.2).

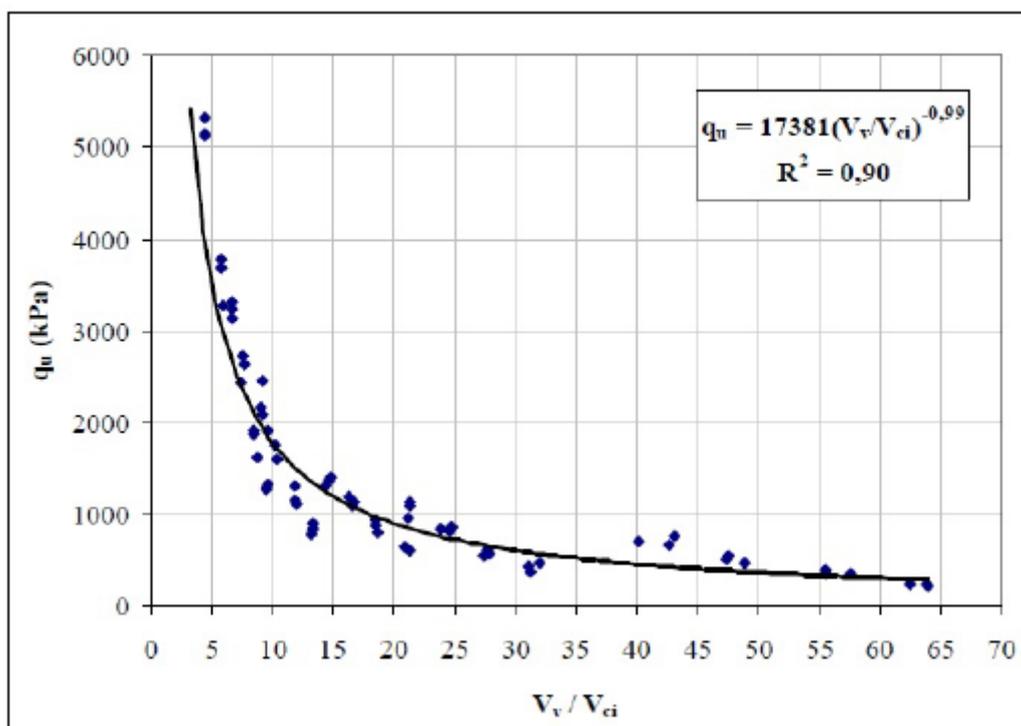


Figura 2.2: Relação vazios/cimento com a resistência à compressão simples. Adaptado de Foppa, (2005).

Caberlon (2008) e Consoli et al (2010), obtiveram correlações únicas para solos cimentados entre  $\eta/(C_{iv})$  e a resistência à compressão simples e a tração na compressão diametral (Figura 2.3).

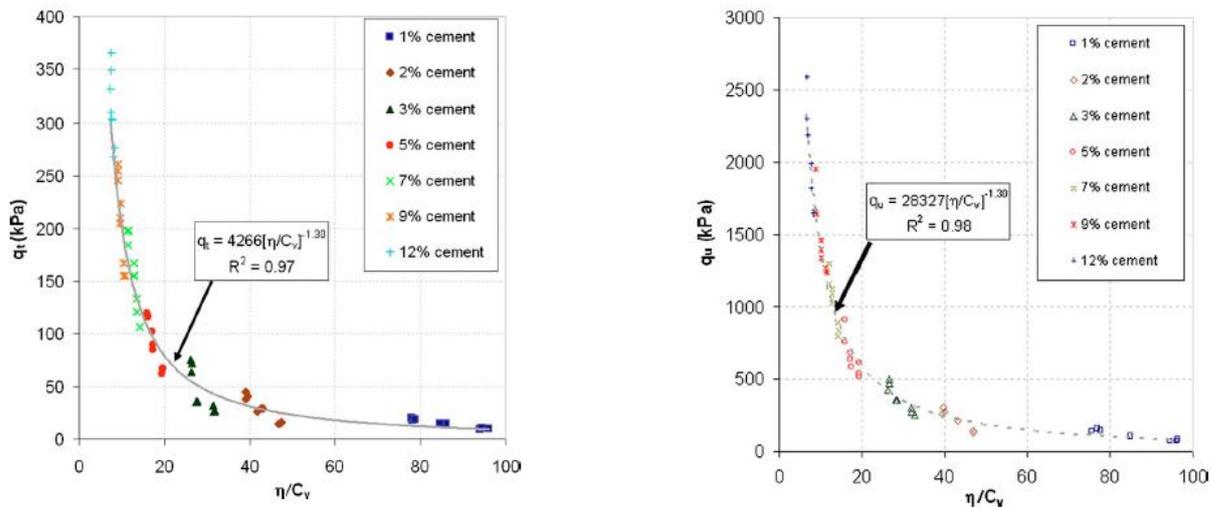


Figura 2.3: Relação  $\eta/(C_{iv})$  com a) Resistência à compressão simples b) Resistência a tração. Adaptado de Consoli (2010).

O exemplo de aplicação apresentado demonstra como o projetista pode, utilizando o fator vazios/cimento, escolher adequadamente a quantidade de cimento e a energia de compactação para proporcionar uma mistura que atenda à resistência necessária para o projeto ao menor custo possível. O fator vazios/cimento pode ser também de extrema utilidade no controle da execução de camadas tratadas com cimento, na medida em que, constatada uma compactação inferior à prescrita, poderá se estimar com confiabilidade a perda da resistência decorrente deste fato e conseqüentemente medidas corretivas poderão ser tomadas como, por exemplo, o reforço da camada ou ainda, a redução do carregamento transmitido.

## 2.3 COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO

### 2.3.1 Comportamento sob compressão triaxial

Solos estruturados, quando submetidos à compressão triaxial, apresentam um comportamento bem definido em função do nível de tensões de confinamento. Normalmente, amostras cisalhadas sob baixas tensões confinantes são caracterizadas por apresentarem resistência de pico e grandes deformações de expansão ou poro pressões negativas, no caso de ensaios não drenados. À medida que há um aumento das

tensões de confinamento, este comportamento expansivo tende a mudar, sendo que as amostras cisalhadas sob altas tensões apresentam um comportamento predominantemente compressivo.

Gens e Nova (1993), bem como Leroueil e Vaughan (1990), afirmam que o comportamento destes materiais estruturados em compressão triaxial, quando submetidos a tensões confinantes baixas, apresenta como características, uma resistência de pico seguida de deformações do tipo “softening” como aquelas observadas para um solo denso e não coesivo, seguido de notável deformação de expansão. Sob altas tensões de confinamento, o comportamento observado se apresenta de forma dúctil, podendo a plastificação ocorrer ainda durante a fase de aplicação do confinamento do solo. Neste caso, a máxima resistência é alcançada somente após grandes deformações, acompanhado de considerável contração do material.

Da mesma forma, Cecconi et al. (1998) também postulam que o comportamento destes materiais está diretamente ligado ao nível de tensões de confinamento, sendo que quando submetidos à compressão triaxial sob baixas tensões confinantes, estes materiais tendem a se comportar como rochas. Do contrário, estes mesmos materiais submetidos ao cisalhamento sob altas tensões confinantes comportam-se similarmente a um solo. Ainda, os autores afirmam que a região onde estes materiais comportam-se como rochas é sempre dependente da trajetória de tensões, porém, a amplitude desta região é controlada mais pelas ligações cimentantes do que pelo índice de vazios inicial, estado e história de tensões como no caso de solos sedimentares.

Os resultados de ensaios triaxiais realizados em uma rocha frágil e porosa (Figura 2.4) apresentados por Elliot e Brown (1985) conseguem demonstrar claramente a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação deste material. Nota-se uma clara transição de um comportamento frágil e dilatante observado a baixas tensões confinantes e caracterizado pela presença de deformações do tipo “softening”, para um comportamento totalmente dúctil e compressivo o qual apresenta deformações do tipo “hardening”, este último quando submetido a altas tensões confinantes de ensaio.

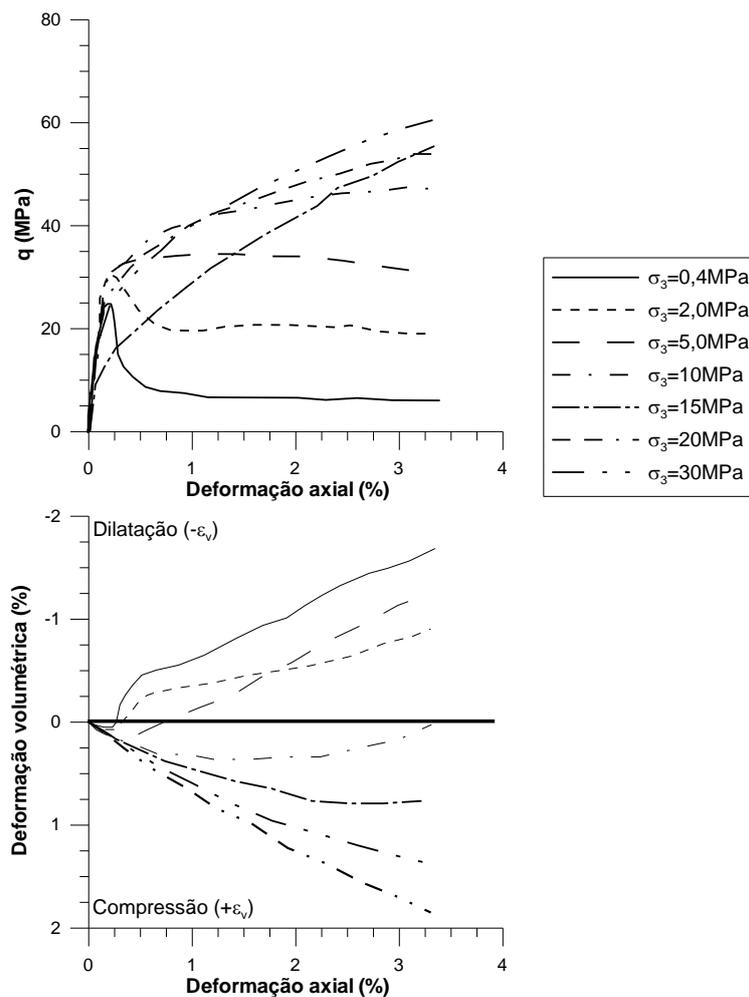


Figura 2.4: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação uma rocha frágil e porosa, obtido por Elliot e Brown (1985).

Este mesmo tipo de comportamento foi identificado por Åhnberg (2007) para dois tipos de solos argilosos artificialmente cimentados. Porém, quando tais materiais foram cisalhados sob uma condição não drenada, não foi observado um pico apreciável, ao mesmo tempo em que a variação de poro pressão após a ruptura permaneceu constante até o final do ensaio. Neste último caso, pode-se dizer que a resistência ao cisalhamento sob condições não drenadas parece ser mobilizada concomitantemente, sendo que a deformação de ruptura parece ser a mesma para ensaios com amostras cimentadas ou não cimentadas.

Coop e Atkinson (1993) afirmam que a resistência de pico obtida para um solo artificialmente cimentado a baixas tensões de confinamento é resultado da componente coesiva que a cimentação proporciona, porém, quando estas amostras cimentadas são

cisalhadas sob altas tensões de confinamento começam a apresentar um comportamento puramente friccional. Assim, com o aumento da tensão de confinamento, ocorre uma redução da taxa de resistência de pico pela resistência no estado crítico, permitindo que a resistência de pico seja alcançada a grandes deformações.

Aversa et al. (1993), assim como Cuccovillo e Coop (1999), observaram que a envoltória de resistência para materiais estruturados se apresenta de forma curva. Segundo os autores, isto se deve ao fato de o estado crítico não ter sido alcançado mesmo a grandes deformações, mostrando que amostras cisalhadas sob baixa tensão de confinamento apresentam um comportamento dilatante enquanto que nas amostras cisalhadas sob altas tensões confinantes, o comportamento do material se dá de forma compressiva.

Assim, seguindo esta mesma analogia, Coop e Atkinson (1993) definem três classes de comportamento de solos estruturados durante o ensaio de compressão triaxial. (A) Esta classe de comportamento ocorre quando sob carregamento isotrópico é alcançada a tensão de plastificação do solo e posterior cisalhamento da amostra provocará um comportamento muito similar ao do mesmo solo na condição desestruturada. (B) A segunda classe de comportamento ocorre a tensões de confinamento intermediárias, tal que a estrutura cimentante do material ainda se encontra intacta antes do início do ensaio propriamente dito.

Nessa classe, a plastificação ocorre durante a fase de cisalhamento da amostra e a resistência de pico é governada pelo comportamento friccional do solo não cimentado. (C) E por fim, a terceira classe para amostras que são cisalhadas com baixas tensões de confinamento, na qual a resistência de pico ocorre a pequenas deformações, alcançando um estado fora da região que limita o estado de tensões para o solo não cimentado. As Figuras 2.5 e 2.6 mostram de forma esquemática o comportamento idealizado pelos autores e que foi descrito acima, para solos estruturados onde a parcela cimentação está mais presente.

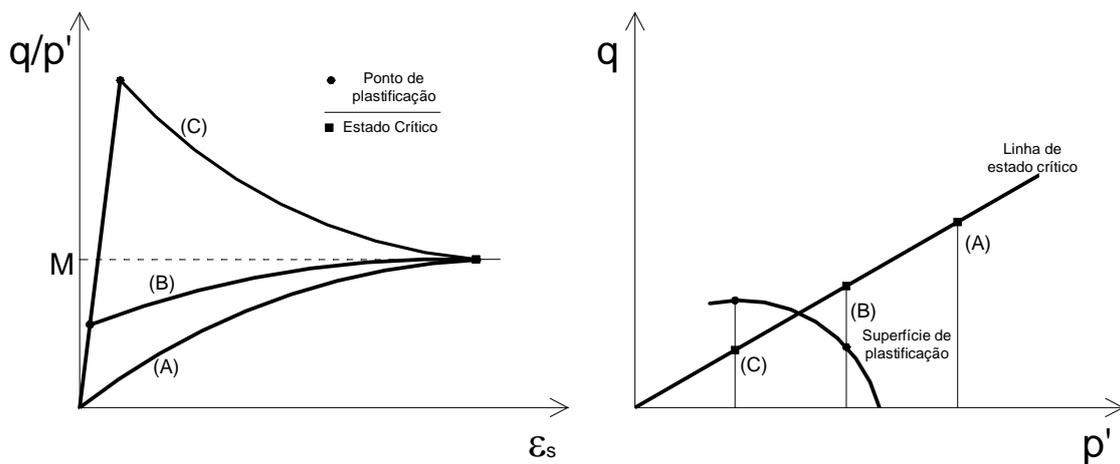


Figura 2.5: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela coesiva é dominante (Coop e Atkinson, 1993): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.

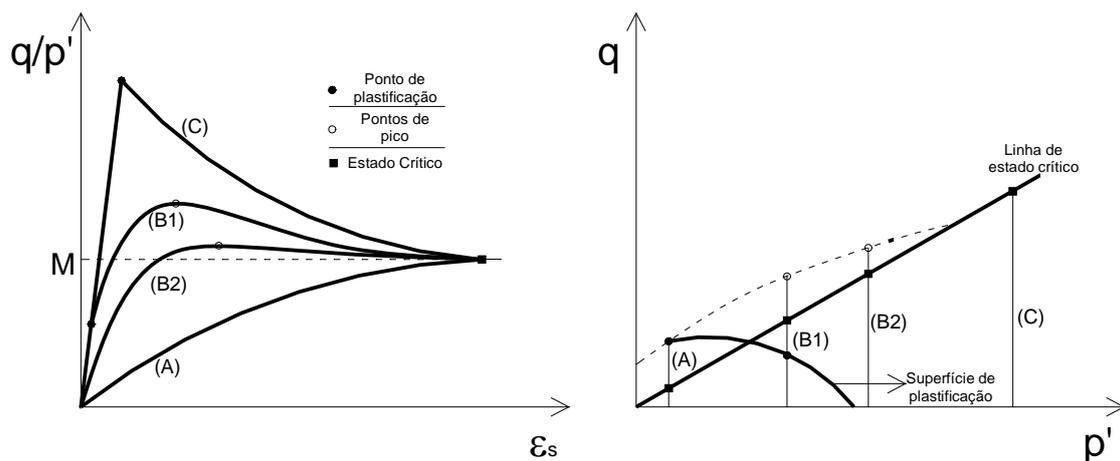


Figura 2.6: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela friccional é preponderante (Cuccovillo e Coop, 1999): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.

### 2.3.2 Efeitos da composição da matriz de cimento

Uma das causas da cimentação do solo deve ser a densificação dos grãos de areia com partículas de silte e argila preenchendo os vazios (Dupas e Pecker, 1979).

Clough et al. (1981) realizaram ensaios em amostras de areia artificialmente cimentadas para verificação dos efeitos da quantidade de agente cimentante e da densidade da areia

na matriz de solo. Os resultados dos ensaios mostraram que o comportamento de uma areia cimentada é fortemente influenciado pela quantidade de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante, e distribuição granulométrica. Também, modos de ruptura são tidos como variantes com a pressão confinante, nível de cimentação e densidade da areia. Isto sugere que a cimentação age significativamente e pode ser freqüentemente utilizada como regra no desempenho de taludes.

Clough et al. (1981), concluíram que solos com maior presença de finos tinham uma melhor cimentação natural.

Uma areia naturalmente cimentada e com uma significativa quantidade de finos é mais forte que aquelas com pouca quantidade ou sem finos. Isto é devido a alguns efeitos adicionais da cimentação nos próprios finos e na densidade aumentada obtida com a presença dos finos (Clough, 1981).

Clough et. al. (1981) apresentam algumas contribuições com componentes de resistência: (1) a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, (2) a deformação na mobilização da resistência de pico diminui com o grau de cimentação, (3) o aumento de volume é concentrado durante o cisalhamento sob uma variação menor na deformação e ocorre em deformações menores quando o grau de cimentação aumenta.

Por causa das diferenças da relação tensão-deformação com mudanças no grau de cimentação, a coesão das misturas solo-cimento obviamente refletem essas diferenças. Consistente com a trajetória da relação tensão-deformação, resultados mostram que o valor de coesão para cada quantidade de cimento e tempo de cura são independentes da quantidade de água utilizada (Akinmusuru, 1987).

Em relação a areias naturalmente cimentadas, os resultados obtidos nesta investigação mostraram que um alto grau de cimentação pode ser obtido com quantidade muito pequena de agente cimentante (Akinmusuru, 1987).

Leroueil e Vaughan (1990) mostraram que padrões similares de comportamento são observados em materiais com cimentação de origem geológica (rochas brandas e intemperizadas, argilas rígidas, areias e solos residuais), em solos artificialmente

cimentados e em areias grauteadas. Os padrões de comportamento mais importantes podem ser resumidos a seguir:

- O fenômeno de plastificação é muito acentuado nestes materiais, o local da plastificação pode ser determinado experimentalmente com razoável precisão. Frequentemente uma inicial, menos pronunciada, plastificação é observada quando a trajetória de tensões está ainda dentro do local principal de plastificação.
- Vários modos de plastificação são identificados: compressão, cisalhamento e descarregamento. Após a plastificação ocorre a degradação da cimentação de maneira gradual.
- A cimentação concede resistência a tração e coesão real ao material.
- Quando a tensão confinante aumenta, as amostras ensaiadas no cisalhamento mostram uma transição do comportamento frágil/dilatante para o dúctil/compressivo. A rigidez inicial e tensão desviadora na plastificação também podem diminuir em altas tensões confinantes.
- As curvas de consolidação mostram em geral pontos de plastificação distintos, e após a plastificação, eles tendem a convergir em direção a curva de consolidação para o material não estruturado. A trajetória  $K_0$  de tensões para material cimentado também tende para a trajetória  $K_0$  de tensões características do solo equivalente não estruturado.

É sabido que no comportamento drenado os efeitos da cimentação para amostras mais densas são muito menos significantes do que para amostras menos densas (Huang & Airey, 1993).

A mudança na linha de compressão normal é relacionada à mudança na distribuição granulométrica e mineralogia das partículas do solo que ocorre quando partículas de silte, sulfato de cálcio e gesso são adicionadas (Huang & Airey, 1993).

Em alguns estudos, comparações diretas entre o comportamento de solos cimentados e não cimentados são complicadas por dois fatores: primeiro, o solo cimentado tem baixa quantidade de água devido aos espaços vazios estarem preenchidos por cimento. Segundo, a presença do cimento talvez tenha outros efeitos no

comportamento do solo, por exemplo, pela mudança na sua curva granulométrica (Coop e Atkinson, 1993).

### 2.3.3 Efeito da cimentação na resistência e rigidez

O comportamento da resistência da areia depende da contribuição da coesão criada pelas ligações da cimentação entre as partículas e resistência pelo atrito resultante do escorregamento entre as partículas (Saxena e Lastrico 1978).

A razão da transição entre os modos de ruptura frágil e dúctil aparenta ser relacionada à contribuição relativa dos componentes da cimentação e friccionais aos mecanismos de resistência da areia (Clough et al., 1981).

A rigidez e a resistência aumentam com a tensão confinante, devido a um componente friccional granular. Areias geralmente apresentam um aumento de volume no cisalhamento, e o mesmo decresce com o aumento da pressão confinante (Clough, 1981).

Uma característica importante mostrada nas curvas tensão/deformação é que o pós-pico é altamente dependente do grau de cimentação e da pressão confinante. Solos fortemente cimentados apresentam um comportamento frágil na ruptura em quaisquer níveis de tensão confinante, já os solos moderadamente ou fracamente cimentados apresentam-se na transição entre o comportamento frágil e dúctil, com o aumento da pressão confinante (Clough, 1981).

Uma areia fracamente cimentada apresenta um modo de ruptura frágil a baixas pressões confinantes com uma transição à ruptura dúctil em altas pressões confinantes (Clough et al., 1981).

Para agentes cimentantes do tipo frágil, as ligações de cimentação são quebradas em deformações muito pequenas enquanto a componente de atrito é mobilizada para grandes deformações (Clough et al., 1981).

Efeitos da cimentação nos parâmetros de resistência e deformação mostram que na areia existe o efeito básico de um intercepto coesivo e uma resistência à tração da areia,

umentando sua rigidez, mas não mudando significativamente seu ângulo de atrito. A rigidez, resistência à tração e intercepto coesivo são todos sensíveis à quantidade e à natureza do agente cimentante (Clough et al., 1981).

Um fenômeno interessante é a diferente razão na expansão volumétrica e a deformação na qual esta ocorre. Os dados sugerem que existem diferenças na mobilização da resistência entre solos cimentados e não-cimentados devidas não somente aos efeitos básicos de cimentação, mas também devidas a componentes de trabalho de deformação volumétrica (Clough et al., 1981).

Os ensaios realizados por Clough et. al. (1981) sugerem que em adição à cimentação, curva granulométrica, densidade e arranjos granulares ditam regras importantes no comportamento de areias cimentadas.

A resistência à tração de uma areia cimentada é em torno de 10% da sua resistência à compressão não confinada (Clough et al., 1981).

Fatores que podem influenciar a relação tensão-deformação do solo-cimento incluem o nível de água adicionado o qual pode indicar o grau de hidratação do cimento, o tempo de cura e a quantidade de cimento presente. A tensão de pico geralmente aumenta com o tempo de cura. Também, e possivelmente mais importante, as amostras de solo-cimento são mais frágeis com aumento do tempo de cura. O valor do módulo de deformação em 28 dias é cerca de 3 vezes aquele obtido em 7 dias. Existe uma variação aguda do módulo de deformação com o tempo de cura, implicando assim que a relação tensão-deformação é praticamente não sensível à quantidade de água (Akinmusuru, 1987).

Aparte da relação tensão-deformação, os parâmetros de resistência da coesão e ângulo de atrito obtidos dos ensaios triaxiais são de importância muito significativa (Akinmusuru, 1987).

Um parâmetro para comparação da rigidez das amostras é o módulo de deformação. Seu valor no entanto depende das propriedades do material as quais são ditadas pela quantidade de agente cimentante presente, a umidade envolvida no processo de cimentação e o nível de hidratação do cimento. Uma implicação é que a quantidade de cimento usada, quantidade de água do solo-cimento compactado e o tempo de cura das amostras influenciam o valor do módulo. Existe assim um módulo único da mistura

solo-cimento para cada combinação dos fatores acima. Para amostra mais dúctil, a tangente inicial da curva tensão-deformação foi usada, no entanto para amostras frágeis, valor do módulo de deformação foi computado da inclinação da porção linear da curva tensão-deformação (Akinmusuru, 1987).

O comportamento tensão-deformação e as resistências das areias cimentadas foram afetadas pela quantidade de agente cimentante presente tanto quanto o tempo de cura das amostras em condições de umidade controlada (Akinmusuru, 1987).

Boey e Carter (1988) também compararam o comportamento de areias carbonatadas não cimentadas e artificialmente cimentadas, usando gesso como agente cimentante. Para uma dada quantidade de gesso eles obtiveram um pico bem definido durante o cisalhamento a baixas tensões confinantes as quais resultaram da coesão do solo. Este efeito diminui com o aumento da tensão confinante até um máximo de 500kPa.

Allman e Poulos (1988) usaram cimento Portland para criar uma cimentação artificial, e concluíram que para carregamento isotrópico o principal efeito foi a redução no volume específico inicial do solo e um aumento na tensão de plastificação quando a quantidade de cimento aumenta. A cimentação resultou num aumento da resistência e da rigidez, ambos os quais aumentaram com o aumento da quantidade de cimento.

Carter et al. (1988) e Airey e Fahey (1991), investigaram calcarenita naturalmente cimentada e concluíram que sob compressão isotrópica pontos de plastificação bem definidos podem ser identificados como tais onde atribui-se a quebra da cimentação.

O efeito da cimentação na resistência ao cisalhamento em altas tensões confinantes é substancialmente reduzido devido ao cisalhamento e quebra de grandes partículas produzidas pela cimentação de pequenas partículas. Isto não produz muitas taxas de dilatação diferentes que são encontrados em solos não cimentados compactados. A trajetória de tensões para solos cimentados é altamente curvada (Lade, 1990).

Segundo Lade, (1990), a curvatura das trajetórias de tensões para argamassa e solo cimento são mais pronunciadas do que para solo compactado. Assim, uma maior rigidez do solo cimentado o previne de muita compressão durante a consolidação.

O padrão de comportamento é típico de solos calcários e é similar àqueles de outros solos compressíveis; uma rigidez aproximadamente elástica é observada. (Huang & Airey, 1993).

No comportamento não drenado, se a cimentação aumenta a rigidez e a resistência de pico também aumentam, a deformação axial na resistência de pico diminui, a amostra se torna mais frágil, e o excesso de poro-pressão aumenta ligeiramente (Huang & Airey, 1993).

Amostras não drenadas apresentam uma rigidez aproximadamente linear responsável por um limite de plasticidade claramente definido seguido por um amolecimento próximo do estado último. Como a tensão confinante aumenta, a rigidez aumenta ligeiramente, a resistência de pico aumenta, o pós-pico cai como aumento da resistência e o excesso de poro-pressão muda de negativo para positivo (Huang & Airey, 1993).

Vaughan, Maccarini & Mokhtar (1988) e Leroueil e Vaughan (1990) desenvolveram um estudo para o comportamento de solos cimentados. Eles encontraram que estes materiais podem atingir estados fora da linha de compressão normal para o solo equivalente não cimentado ou desestruturado, mas carregamento contínuo durante a plastificação resulta em uma compressão relativamente rápida já que o estado move-se através da linha de compressão normal para solos desestruturados (Coop e Atkinson, 1993).

Também na resistência a compressão simples foi observado que a eficiência da cimentação aumenta com o peso específico aparente seco (Huang & Airey, 1993).

Se um certo comportamento inicial (trajetória de tensão dependente) é atingido, então o comportamento se torna não linear e deformações permanentes permanecem após o descarregamento (Gens e Nova, 1993).

O comportamento de uma areia cimentada carbonatada que é freqüentemente pensado ser de difícil determinação pode ser descrito pela mecânica dos solos convencional. O comportamento do calcarenito natural assemelhou-se bem com o da areia carbonatada, e este estudo pode se aplicado a outros solos naturalmente cimentados (Coop e Atkinson, 1993).

Um aumento no peso específico seco resulta em um significativo aumento na resistência de pico, e o excesso de poro-pressão se torna mais negativo (Huang & Airey, 1993).

Pode ser notado que a adição de cimento resulta numa mudança na linha de consolidação normal para a direita, aumentando a quantidade de cimento causa um aumento na mudança (Huang & Airey, 1993).

A adição de cimento causa uma mudança na linha de compressão normal e, portanto, um aumento na tensão aparente de pré-adensamento. A cimentação causa um aumento do local de plastificação, em parte devido ao aumento da tensão de pré-adensamento, e também como resultado das ligações (Huang & Airey, 1993).

É sabido que isto pode ser relacionado a altas densidades usadas neste estudo reduz a importância relativa das ligações da cimentação (Huang & Airey, 1993).

Um aumento na quantidade de cimento resulta no aumento da resistência de pico, a rigidez, a dilatação, e a diminuição da deformação na ruptura para tal tensão confinante (Huang & Airey, 1993).

#### 2.3.4 Efeito da cimentação nas deformações coesão e ângulo de atrito

A parcela de coesão da resistência ao cisalhamento de um solo cimentado é predominante em baixos níveis de deformação. Em deformações muito grandes (condição de ruptura), existe uma quebra completa na cimentação estrutural e da resistência ao cisalhamento é intrínseca ao atrito natural (Saxena e Lastrico, 1978).

Não podem ser feitas correlações entre ângulo efetivo de atrito interno e porosidade, como geralmente ocorre no caso de areias não cimentadas (Saxena e Lastrico, 1978).

Geralmente, para areias típicas não cimentadas homogêneas, espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade; ou aumente com o aumento da densidade seca (Saxena e Lastrico, 1978).

A estrutura do solo-cimento que é parte do sistema multifásico do solo da areia de Vincentown não influencia o comportamento da areia de Vincentown. O

comportamento tensão deformação, a poro pressão correspondente, a relação entre resistência ao cisalhamento não drenado e pressão de consolidação, e o gráfico da trajetória de tensões com a deformação indicam que o comportamento da resistência da areia de Vincentown é dependente da deformação (Saxena e Lastrico, 1978).

A estrutura do solo cimento inicialmente se comprime sob carregamento como seria de se esperar, mas com deformação, a tendência da estrutura do solo cimento dilata (como um material denso) como demonstrada no gráfico de poro pressão e trajetória de tensões. Em baixas deformações axiais (menores que 1%), a coesão causada pelas ligações de cimentação da calcita entre as partículas e a maior componente da resistência. A resistência ao cisalhamento coesiva é destruída com cerca de 1% de deformação e ao mesmo tempo a resistência ao atrito se torna predominante. É observado também que a altas pressões hidrostáticas de confinamento pode destruir a cimentação (Saxena e Lastrico, 1978).

A introdução de um agente cimentante na areia produz um material com dois componentes de resistência, um devido ao próprio cimento e outro devido ao atrito. O ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar a aquele de uma areia não cimentada (Clough et al., 1981).

Durante o cisalhamento ocorrem aumentos de volume em areias cimentadas e não cimentadas, a taxas mais rápidas e menores deformações (Clough et al., 1981).

O parâmetro de resistência predominante é a coesão, e a mesma aumenta com o aumento da quantidade de cimento em todos os tempos de cura (Akinmusuru, 1987).

Nos parâmetros de resistência das areias cimentadas, o ângulo de atrito de uma areia cimentada é similar da areia não cimentada (Akinmusuru, 1987).

A coesão das amostras aumenta com o tempo de cura e com a quantidade de cimento. Outros resultados mostram que além de 21 dias, a coesão permanece praticamente a mesma. Isto pode significar que o efeito da hidratação do cimento nas várias misturas de solo-cimento terminou aos 21 dias. Como a hidratação iniciou no tempo da mistura, o grau de cimentação aumenta notadamente até a cimentação máxima ser obtida. A coesão aumentou de 7 a 8 vezes do tempo de cura de 7 a 28 dias (Akinmusuru, 1987).

Ensaaios triaxiais não mostram variações no ângulo de atrito que podem ser atribuídos a mudanças na quantidade de água, tempo de cura e quantidade de cimento (Akinmusuru, 1987).

Amostras com até 10% de cimento adicionado mostraram que o parâmetro predominante foi a coesão e não o ângulo de atrito (Akinmusuru, 1987).

É constatado que o efeito da cimentação em baixas tensões é de aumentar a coesão e também o ângulo de atrito (Lade et. al., 1990).

Como a densidade aumenta, a importância da cimentação diminui. Huang e Airey, (1991) mostram que a altas densidades existem muito mais contatos entre as partículas de cimento e a areia, e as partículas de cimento preenchem muitos dos espaços vazios entre as partículas maiores de areia (Huang & Airey, 1993).

Com o aumento da densidade das amostras com uma quantidade de cimento de 20% em uma tensão confinante de 1,2 MPa, ocorre uma mudança esperada do comportamento originalmente de contração e endurecimento das deformações, para um comportamento expansivo e amolecimento das deformações (Huang & Airey, 1993).

A deformação de pico aumenta com o aumento do peso específico (Huang & Airey, 1993).

Os efeitos principais da cimentação são de aumentar a rigidez, resistência de pico, e aumentar o tamanho da superfície de plastificação para pressões confinantes menores que a pressão de pré-adensamento. Para pressões confinantes mais altas as partículas de cimento têm aparentemente efeitos muito menores no comportamento (Huang & Airey, 1993).

Os efeitos principais da cimentação são os de reduzir o volume específico pela adição de material cimentante nos espaços vazios e a introdução de pontos de plastificação bem definidos nos resultados de tensão deformação sob compressão e cisalhamento (Coop e Atkinson, 1993).

Em altas deformações, ambas as amostras cimentadas e não cimentadas atingiram o estado crítico ou o estado último (Coop e Atkinson, 1993).

Existem duas conseqüências da redução do volume específico devido à cimentação. Primeiro, comparando o comportamento do solo cimentado e não cimentado é necessário ter a mesma curva granulométrica nas duas amostras. Segundo, o estado do solo é levado para fora da linha de compressão normal. Para areias não cimentadas carbonatadas, Coop (1990) identificou o estado relativo do solo às linhas de compressão normal e estado crítico como sendo o maior fator controlando a resistência de pico. Portanto, a cimentação contribui para o aumento da resistência de pico pela redução do volume específico (Coop e Atkinson, 1993).

Aumento na densidade estende a variação nas tensões na qual o comportamento dilatante é observado, com a mudança no comportamento de dilatação para contração ocorrendo aproximadamente na mesma taxa de tensão de sobre-adensamento para todas as densidades (Huang & Airey, 1993).

As altas deformações no estado de pico para ensaios em tensões intermediárias claramente não podem ser sustentadas por uma estrutura cimentada intacta. Uma revisão nos dados revela quebra clara em deformações axiais de 0,3 a 0,7% as quais representam o início da plastificação da estrutura cimentada. Para estes ensaios a cimentação deve continuar a ter alguma influência no comportamento tensão deformação até mesmo após o início da plastificação das ligações cimentadas, e a transição dos modos de ruptura cimentado para o não cimentado ainda não está bem definido (Coop e Atkinson, 1993).

A cimentação aparece ter somente relativamente efeitos menores nas deformações volumétricas e poro-pressões (Huang & Airey, 1993).

Observa-se que uma magnitude mais alta de cimentação permite o solo atingir valores mais altos de tensões principais antes da plastificação. Eventualmente, entretanto, as curvas de consolidação convergem em direção àquelas correspondentes ao solo não cimentado. Deve ser notado que na plastificação, em algumas amostras é evidenciado um estágio de amolecimento (softening) porque a taxa de degradação da cimentação é alta até mesmo para compensar o endurecimento (hardening) devido a redução do índice de vazios (Gens e Nova, 1993).

Para os dados ensaios confirmou-se pela observação que, assim como para solos não cimentados, o principal mecanismo de deformação volumétrica plástica para este solo é a quebra de partículas. Coop (1990) mostrou que a quebra das partículas para solos não cimentados foi um processo gradual, que aumentando a tensão  $p'$  intensifica a primeira linha de carregamento curvado e uma plastificação menos distinta (Coop e Atkinson, 1993).

A superfície de plastificação aumenta de tamanho com o aumento da quantidade de cimento e da densidade (Huang & Airey, 1993).

O estado de pico é afetado pela direção da trajetória de tensões, as condições de drenagem tanto quanto pela tensão confinante (Coop e Atkinson, 1993).

A primeira classe de comportamento ocorre onde a amostra passa do ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; subsequente cisalhamento deveria produzir comportamento similar a aquele de um solo inicialmente não cimentado, sem ponto de plastificação. A segunda classe ocorre na tensão confinante intermediária que, desse modo, embora as ligações cimentantes estejam intactas no início do ensaio, sua plastificação durante o cisalhamento e o estado de pico, é governada pelo comportamento friccional do agora solo não cimentado. A curva tensão-deformação para este tipo de ensaio deveria ser esperada mostrar um ponto de plastificação distinto após o início da seção elástica. Para a terceira classe a amostra é cisalhada a pequenas tensões confinantes relativamente à resistência da cimentação. Um estado de pico ocorre na superfície do solo não cimentado (Coop e Atkinson, 1993).

Todas as amostras aparentemente são carregadas em um único estado crítico, no entanto observações desta tendência de ser obscurecida pela tendência de muitas amostras de desenvolver rupturas planas pronunciadas (Huang & Airey, 1993).

Quanto aos parâmetros de tensão-deformação, a areia cimentada inicialmente tem comportamento rígido, aparentemente linear até o ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre crescentes deformações plásticas até a ruptura (Schnaid, 2001).

Segundo Consoli et. al. (2003), a utilização de camadas cimentadas como reforço de fundação, aumenta notavelmente a capacidade de carga do solo, as deformações na ruptura são minimizadas, e o comportamento do solo torna-se claramente frágil.

Segundo Consoli et. al. (2007) o modo de ruptura do solo em ensaios de placa foi drasticamente afetado de acordo com o grau de cimentação.

#### 2.4 COMPORTAMENTO DOS SOLOS FRENTE A CARREGAMENTO CÍCLICO

O termo carregamento cíclico é frequentemente utilizado para descrever cargas variáveis que, além de seguir padrões repetitivos claramente definidos, também possuem regularidade na sua amplitude e período de duração (ANDERSEN *et al.*, 2013). Cargas cíclicas podem ser de origem ambiental (estações, ondas, marés, vento, terremotos, camadas de gelo), ou também antropogênicos (trânsito, trabalhos com explosivos, operações de fábricas, máquinas rotativas).

Alguns exemplos de estruturas submetidas a cargas cíclicas de distinta origem identificados por Andersen *et al.* (2013), são apresentados a seguir:

- a) aerogeradores localizados em terra, os quais são submetidos ao vento e às forças de rotação do sistema;
- b) estruturas costeiras, incluído portos, quebra-ondas e barreiras para proteção contra o mar;
- c) torres de transmissão de eletricidade;
- d) prédios de grande altura e chaminés;
- e) fundações para vias e pontes em ferrovias para trens de alta velocidade;
- f) estruturas sujeitas a vibrações de origem industrial;
- g) balsas ancoradas para usinas de energia costeiras, submetidas às variações das marés;
- h) grandes reservatórios submetidos a carregamento e descarregamento regular.

As características dos tipos de carregamento podem ser tão diversas enquanto a suas grandezas como apresentado na Figura 2.7.

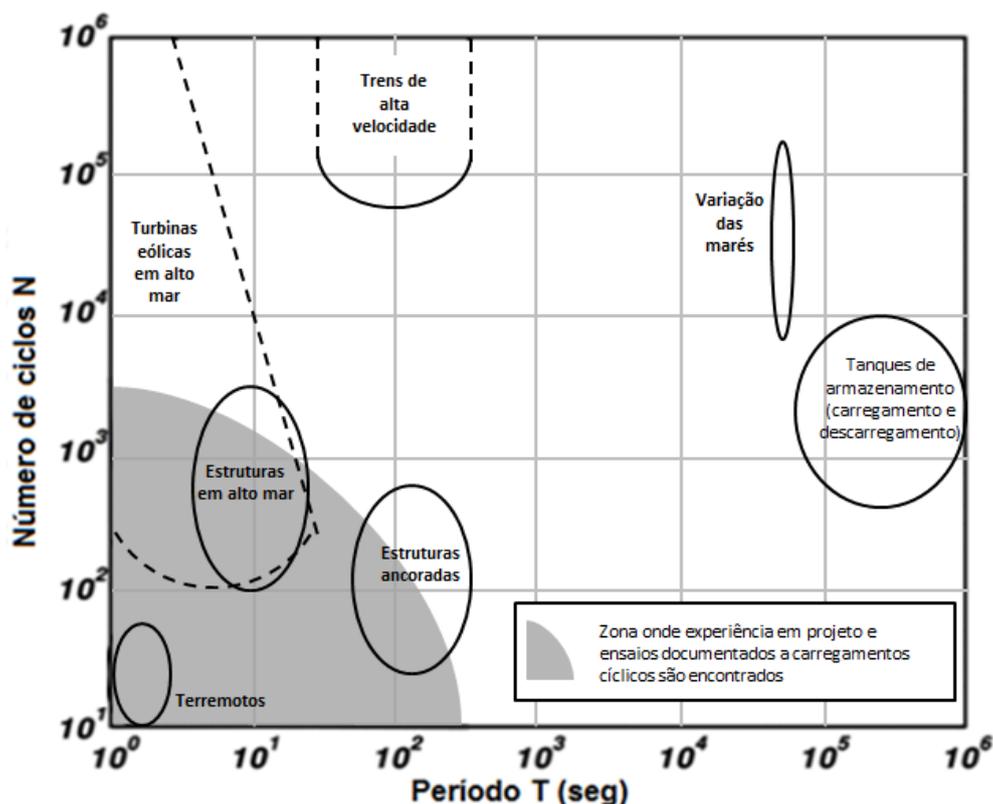


Figura 2.7: Períodos e número de ciclos associados a alguns eventos de carregamentos cíclico (Adaptado de ANDERSEN *et al.*, 2013)

Em alguns casos, o carregamento pode ser relativamente uniforme e estar descrito apenas por uma frequência e uma amplitude, como no caso de vibração decorrente da operação de alguns equipamentos (REES, 2014). Na natureza, a maioria dos carregamentos cíclicos (tormentas, sismos) estão compostos por sucessões de ondas de amplitude irregular e com frequência relativamente aleatórias. No entanto, na área de estudos cíclicos, os modelos de laboratório e ensaios em amostras que são utilizadas para determinar efeitos decorrentes dos carregamentos cíclicos, os testes são comumente restritos a períodos de tempo e taxas de aplicação das cargas cíclicas que permitam um controle adequado, precisão e aquisição dos dados obtidos (ANDERSEN *et al.*, 2013). O mais comum é a aplicação de ciclos uniformes, seja em carga ou em deslocamento, empregando uma frequência e amplitude regular.

No que diz respeito do formato da onda de carga, na prática são utilizados os formatos senoidal, triangular e quadrado. Para o caso dos ensaios triaxiais cíclicos, o formato de onda exigido é o senoidal (ASTM-D3999, 2011; ASTM-D5311, 2011).

### 2.4.1 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Definiu-se módulo de resiliência de solo determinado no ensaio triaxial de cargas repetidas pela razão entre a tensão e a deformação recuperável de um material (Figura 2.8). Sendo que a deformação total tem um componente resiliente (recuperável) e outro permanente (irrecuperável) ou plástico. É a deformidade “elástica” ou resiliente de, por exemplo, camadas do pavimento e do subleito que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas – revestimento de concreto asfáltico, base de solo-cimento, etc – sujeitas a flexões sucessivas (Medina 2005).

$$MR = \sigma_d / \epsilon_r \quad (2.7)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$  tensão desvio aplicada repetidamente no eixo axial,

$\sigma_1 =$  tensão principal maior, MPa;

$\sigma_3 =$  tensão principal menor ou tensão de confinamento, MPa;

$\epsilon_r =$  deformação específica axial resiliente (recuperável), mm/mm;

Sendo:

$\epsilon_r = \delta_r / L$ , ou seja, deslocamento recuperável ( $\delta_r$ ) pela altura ou espessura (L) do corpo-de-prova submetida às tensões.

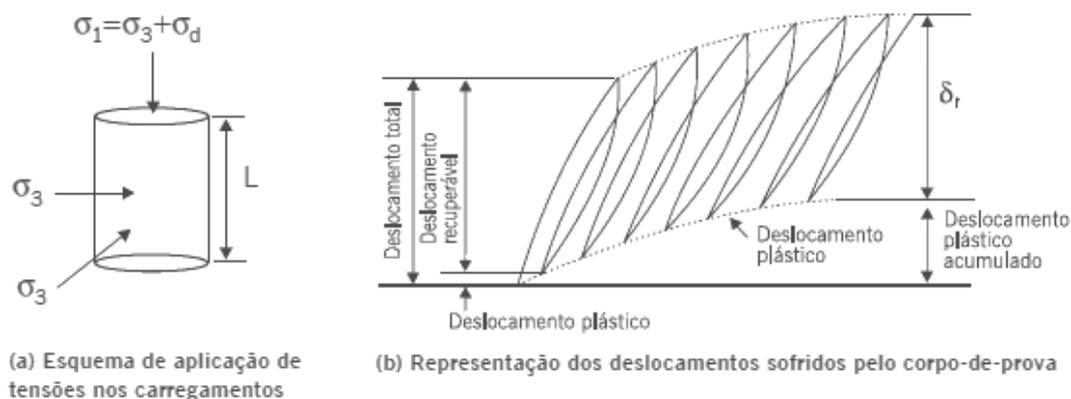


Figura 2.8: Tensões aplicadas e deslocamentos de carga repetida. (Adaptado de Medina (2005)).

Não sendo os solos e as britas materiais elásticos lineares não se aplicam as expressões da lei de Hooke generalizada. Os módulos de resiliência dos solos dependem do estado de tensões atuante – as decorrentes do peso próprio mais as tensões causadas pelas cargas. O que se procura determinar nos ensaios triaxiais cíclicos é a relação experimental para as condições que o solo apresenta.

A deformação resiliente pode ser vista a nível microscópico como deformação elástica das partículas do solo e dos aglomerados de partículas. A microestrutura floculada das argilas a baixos teores de umidade, seja no arranjo bordo-face das partículas (argila caulínica comum nos solos tropicais) pode dispersar-se parcial e reversivelmente para as pequenas deformações que se mantêm em níveis muito aquém da ruptura plástica. Mineirais de solo em forma de plaqueta – as micas – de solos saprolíticos também contribuem para a deformabilidade resiliente. A deformação plástica de sistema particulado com poros não saturados resulta de escorregamentos nos contatos dos grãos e acomodações irreversíveis de partículas pequenas nos poros de partículas maiores (Medina 2005).

#### 2.4.1.1 Fatores da resiliência no solo

O módulo de resiliência depende da natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina) umidade, peso específico e estado de tensões, além das características do próprio ensaio (frequência e tempo de carregamento, forma de onda, etc). O ensaio triaxial de cargas repetidas faz-se com solos não saturados quase sempre em condições de drenagem livre (AASHTO T 307).

Para cada solo o módulo de resiliência poderá ser expresso com uma função do estado de tensões aplicado durante o ensaio. Modelos de módulo de resiliência de solos em função do estado de tensões que foram observados no Brasil (Medina 2005) estão indicados nas Figuras 2.9 e 2.10. Os dois primeiros modelos arenoso e argiloso são historicamente os que se encontram em trabalhos pioneiros como na tese de Hicks (1970) e no documento do TRB (1975).

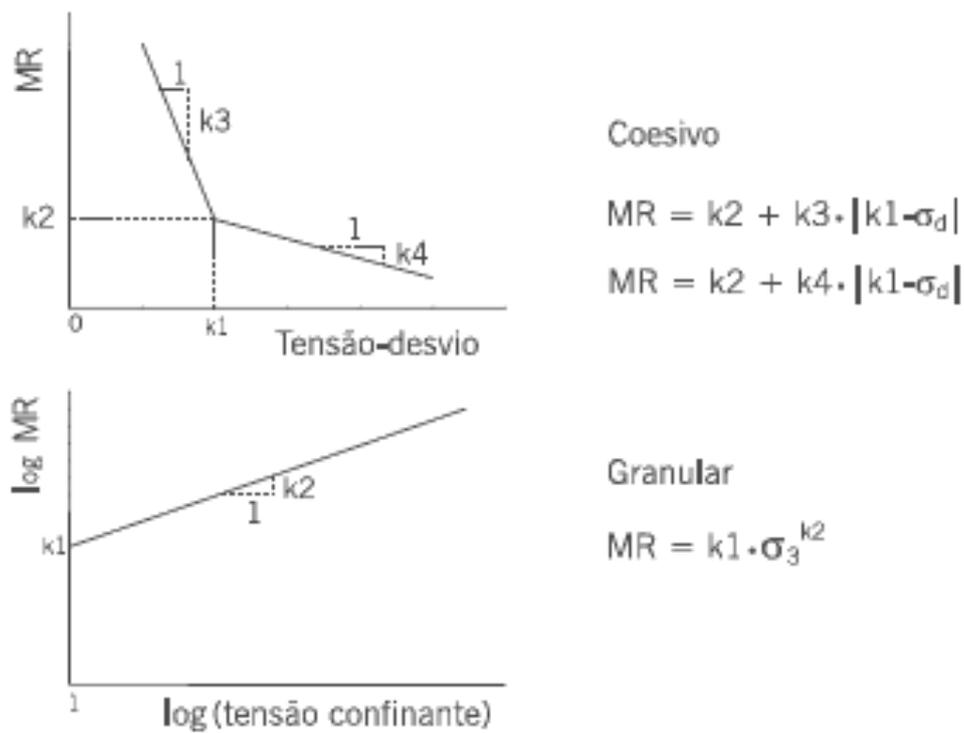


Figura 2.9: Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos. Adaptado de Medina (2005).

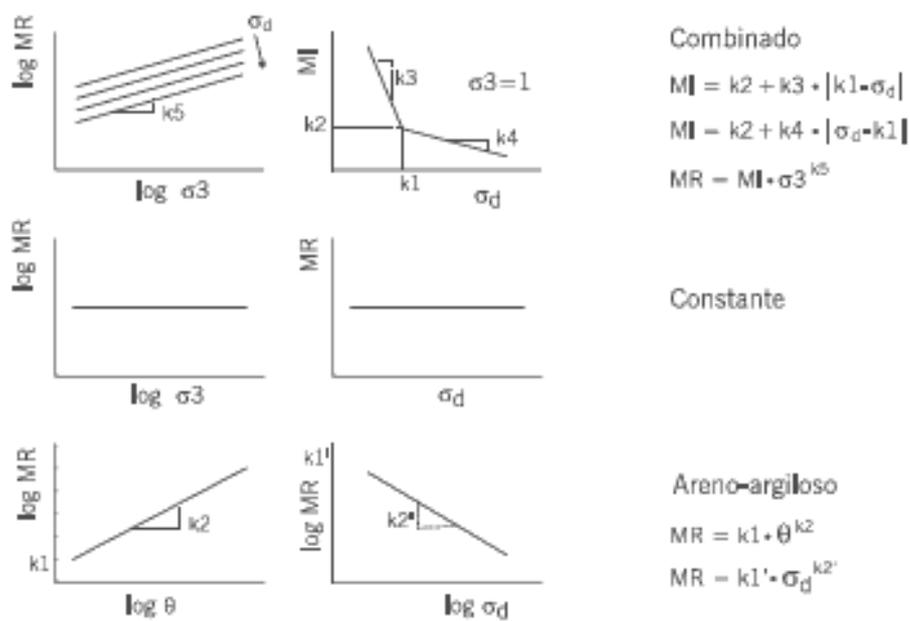


Figura 2.10: Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos. Adaptado de Medina (2005).

A seguir traz-se um conjunto de relações entre o módulo de resiliência e diversos parâmetros que o influenciam, apresentado por Viana (2007):

#### 2.4.1.2 O módulo de resiliência e as tensões

Pode-se constatar, tanto no *Guide for Design of Pavement Structures* da AASHTO (1986) como no *Guide For Mechanistic - Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* (NCHRP 1-37A, 2004), que o módulo de resiliência é influenciado pelo estado de tensão atuante no solo. Tal constatação é ratificada pelos resultados de experimentos apresentados nos trabalhos de Motta, Aranovich e Cerrati (1985), Jorenby e Hicks (1986) e Drumm, Poku e Pierce (1990).

Geralmente, o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensão atuante no solo (Hicks e Monismith 1971; Uzan 1985). As mudanças do estado de tensão podem ser atribuídas a diversas causas, entre elas: carregamentos externos, alterações das espessuras das seções transversais das camadas e diferenças do peso específico dos materiais das camadas do pavimento.

Há vários modelos para representar o comportamento do módulo de resiliência em função das tensões atuantes no solo. Uma das características desses modelos é a necessidade dos resultados do ensaio triaxial cíclico para serem calibrados (determinação das suas constantes de regressão). Ultimamente, coincidindo com avanço da computação eletrônica, têm surgido modelos mais sofisticados com mais componentes de tensão e maior número de constantes de regressão.

Os primeiros modelos usados para representar o módulo de resiliência foram apresentados por Hicks e Monismith (1971). Nesses modelos, o módulo de resiliência dos materiais granulares (grossos) relacionava-se com a tensão confinamento ou com a soma das tensões principais (primeiro invariante de tensão) de acordo as eq. (2.8) e eq. (2.9) respectivamente.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.8)$$

ou

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.9)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência;

$k_1$  e  $k_2$  = constantes de regressão do modelo obtidas com os resultados do ensaio triaxial cíclico;

$\sigma_3$  = tensão de confinamento; e

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  = tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão.

Percebe-se, na eq. (2.8), que o módulo de resiliência se relaciona de forma não linear com a tensão de confinamento a qual no ensaio triaxial cíclico não é responsável diretamente pelo cisalhamento ou pela geração de deformações angulares no material.

Uzan (1985) apresentou um modelo, eq. (2.10), que levava em conta a tensão de desvio e buscava considerar as tensões cisalhantes atuantes no solo. Ele concluiu que o modelo apresentava boa concordância com o comportamento dos materiais granulares.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2.10)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência;

$k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  = constantes de regressão do modelo;

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  = tensão de desvio;

$\sigma_d > 0,1 \cdot \sigma_3$ ; e

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  = tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão.

Witczak e Uzan (1988 apud TUTUMLUER; MEIER, 1996) desenvolveram um modelo considerando o primeiro invariante e a tensão cisalhante octaédrica.

Um outro modelo, eq. (2.11), encontrado na literatura que recebe a designação de modelo combinado (ou composto), propõe que o módulo de resiliência depende da tensão de confinamento e da tensão de desvio.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2.11)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência;

$k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  = constantes de regressão do modelo;

$\sigma_3$  = tensão de confinamento; e

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  = tensão de desvio.

Para cálculo desse modelo foi proposto por Macedo (1996) utilizar um modelo de deformabilidade:

$$\epsilon_a = a \cdot \sigma_d^b \cdot \sigma_3^c \quad (2.12)$$

Onde:

$\epsilon_a$  = deformação axial;

$a$ ,  $b$ ,  $c$  = constantes de regressão do modelo;

Sabendo-se que:

$$MR = \sigma_d / \epsilon_a \quad (2.13)$$

Então o modelo de deformabilidade pode ser expresso da seguinte forma:

$$MR = \sigma_d / (a \cdot \sigma_d^b \cdot \sigma_3^c) = (\sigma_d^{(1-b)} \cdot \sigma_3^{-c}) / a \quad (2.14)$$

Fazendo:  $1/a = k_1$ ,  $1-b = k_2$  e  $c = -k_3$ , tem-se a equação (2.11).

Para determinação das constantes a, b e c parte-se do modelo de deformabilidade da equação (2.12). Tomando-se os logaritmos naturais tanto da variável dependente quanto das variáveis explicativas, o modelo resultante é:

$$\text{Ln } \epsilon_a = a + b \text{ Ln } \sigma_d + c \text{ Ln } \sigma_3 \quad (2.15)$$

Então por meio de uma regressão linear múltipla obtêm-se as constantes do modelo da equação (2.15) e conseqüentemente as constantes do modelo composto (2.11), o qual foi utilizado neste trabalho.

Um resumo dos modelos apresentados podem ser vistos na Tabela 2.1:

Tabela 2.1: Modelos de previsão de MR

Referência	Variável Independente	Equação
Moossazadeh and Witczak (1981)	$\sigma_d$	$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{k_2}$
Dunlap (1963)	$\sigma_3$	$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{k_2}$
Seed, Mitry, Monismith and Chan (1967)	$\theta$	$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2}$
Uzan (1985)	$\theta, \sigma_d$	$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{k_3}$
UKTC (Ni, Hopkins, and Sun, 2002)	$\sigma_3, \sigma_d$	$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_a} + 1\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} + 1\right)^{k_3}$
NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) Project 1-28A (Halin, 2001)	$\theta, \tau_{occ}$	$M_r = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{occ}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$

#### 2.4.1.3 O módulo de resiliência e a composição granulométrica

A influência da composição granulométrica dos solos no módulo de resiliência tem sido investigada já há algum tempo. De acordo com Hicks e Monismith (1971), o módulo de resiliência é influenciado pela porcentagem de material que passa na peneira de número 200. Segundo Visser, Queiroz e Hudson (1994), certas areias naturais têm o módulo de resiliência consideravelmente mais elevado do que os solos argilosos.

Resultados apresentados no trabalho de Rodrigues (1997) indicaram que, na umidade ótima e em diferentes níveis de tensão de desvio, sempre o solo mais arenoso (A-2-6) apresentava módulos de resiliência mais elevados do que um solo mais argiloso (A-4). A diferença entre os módulos de resiliência dos dois materiais considerados chegou a 100%.

Jorenby e Hicks (1986) avaliaram o comportamento do módulo de resiliência, quanto à influência da adição de material fino em um agregado granular usado para base, um agregado britado de rocha ígnea intrusiva. O material selecionado para ser adicionado como fino foi um solo argiloso de baixa plasticidade de subleito (A-7-6, LL = 45,3%, LP = 22,9% e com 90,2% passando na peneira N.º 200), e as porcentagens de material fino de 2, 4, 6, 8 e 19,5% foram usadas para compor as misturas compactadas em torno de 95% da densidade máxima.

Os resultados obtidos por Jorenby e Hicks (1986), apresentados na Figura 2.11, apontaram que o módulo de resiliência da mistura aumentava com o acréscimo da porcentagem de finos adicionada ao agregado britado, até um valor máximo do módulo de resiliência que ocorre para 6% de material fino. Além disso, para mistura com um acréscimo de finos de 8%, observou-se uma queda significativa do módulo de resiliência. Deste modo, os autores toleraram a adição de até 6% de materiais finos acima da que o material possui (5,5%).

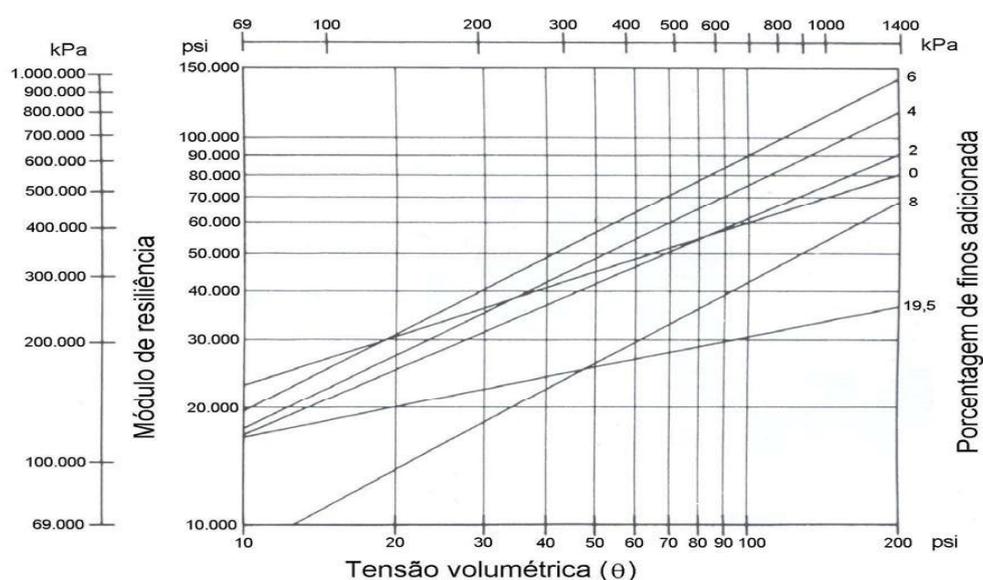


Figura 2.11: Variação do módulo de resiliência com adição de finos em um agregado britado de rocha ígnea (Adaptado de JORENBY; HICKS, 1986)

Barksdale e Itani (1989) pesquisaram cinco tipos materiais (gnaissegranítico, cascalho, folhelho, quartzito e calcário) quanto ao comportamento para base de pavimentos. No estudo, consideraram-se três granulometrias: grossa, média e fina. Quanto à preparação das amostras, aplicou-se a compactação por vibração, na energia modificada para seis camadas de material.

Para o solo tipo gnaisse-granítico, constatou-se que o módulo de resiliência diminuiu cerca de 60%, quando a composição granulométrica se tornou mais fina (com o aumento da quantidade de finos de 0 para 10%). Na Figura 2.12, destaca-se a influência da composição granulométrica no módulo de resiliência do solo tipo gnaisse-granítico.

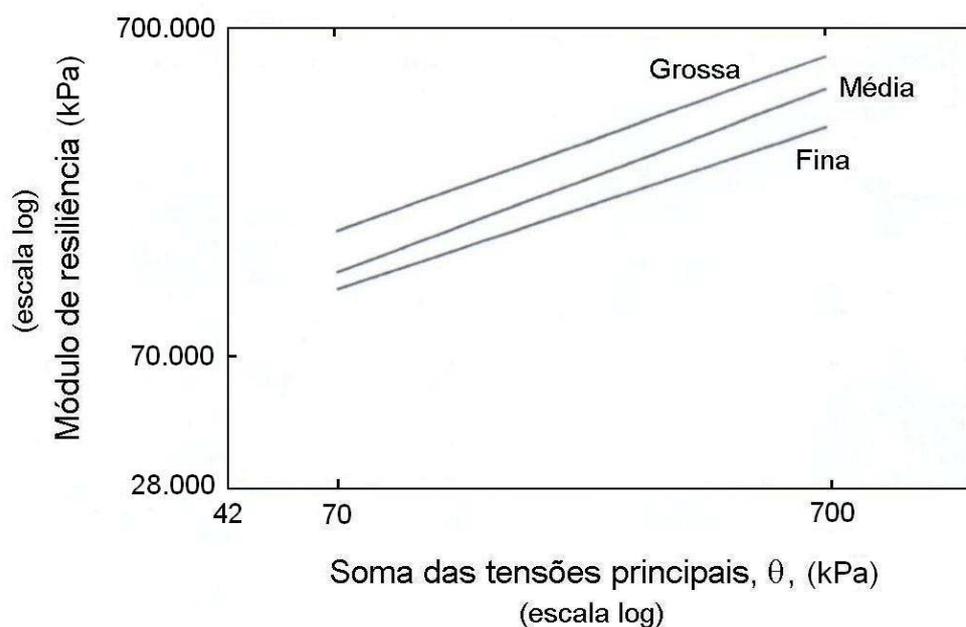


Figura 2.12: Influência da composição granulométrica no  $M_R$  de resiliência material gnaisse-granítico (Adaptado de BARKSDALE; ITANI, 1989)

#### 2.4.1.4 O módulo de resiliência e a umidade do material

É importante avaliar a influência da água sob o valor do módulo de resiliência, pois esforços cíclicos geralmente são solicitados a camadas de solo expostas a precipitações, em áreas costeiras sujeitos a marés ou a variações de nível de lençol freático. Assim sendo, a seguir, são apresentados diversos estudos relacionados à influência do teor de umidade no valor do módulo de resiliência dos solos.

Elliott e Thornton (1988) avaliaram a influencia do teor de umidade na estimativa do módulo de resiliência de um solo fino do Estado do Arkansas (EUA) para diferentes tensões de confinamento (0, 21 e 42 kPa).

A Figura 2.13 apresenta os resultados obtidos no ensaio com o solo fino do Arkansas. Verifica-se que o módulo de resiliência diminui com o aumento do teor de umidade. E mais, o efeito da tensão de confinamento tende a diminuir com o aumento do teor de umidade.

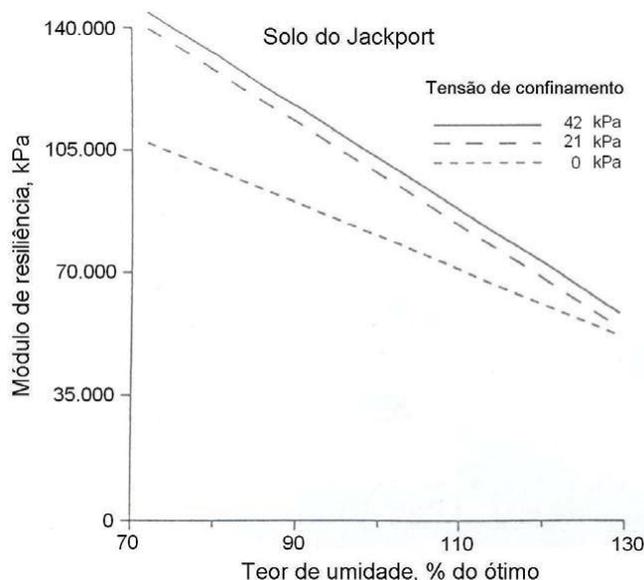


Figura 2.13: Variação do módulo de resiliência de um solo fino do Arkansas com o teor de umidade (Adaptado de ELLIOTT; THORNTON, 1988)

Para estudar o efeito do teor de umidade sobre o módulo de resiliência, Mohammad, Puppala e Alavilli (1995) utilizaram uma argila siltosa (A-7-6) e uma areia fina (A-3), ainda, corpos-de-prova compactados na energia normal e em três níveis de umidade diferentes (abaixo e acima do  $W_{ot}$  e próximo do  $W_{ot}$ ).

A Figura 2.12 mostra a variação do módulo de resiliência com o teor de umidade para ensaios realizados com o solo argiloso siltoso em uma tensão de confinamento de 42 kPa. Verifica-se, nesta figura, que os valores dos módulos de resiliência decrescem consideravelmente com o acréscimo da umidade.

Mohammad, Puppala e Alavilli (1995) atribuíram o efeito da diminuição do módulo de resiliência com a umidade ao aumento da pressão neutra positiva com o acréscimo do teor de umidade, pois os valores mais altos da pressão neutra diminuem a tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento dos corpos-de-prova de argila, resultando em um módulo de resiliência menor (Figura 2.14).

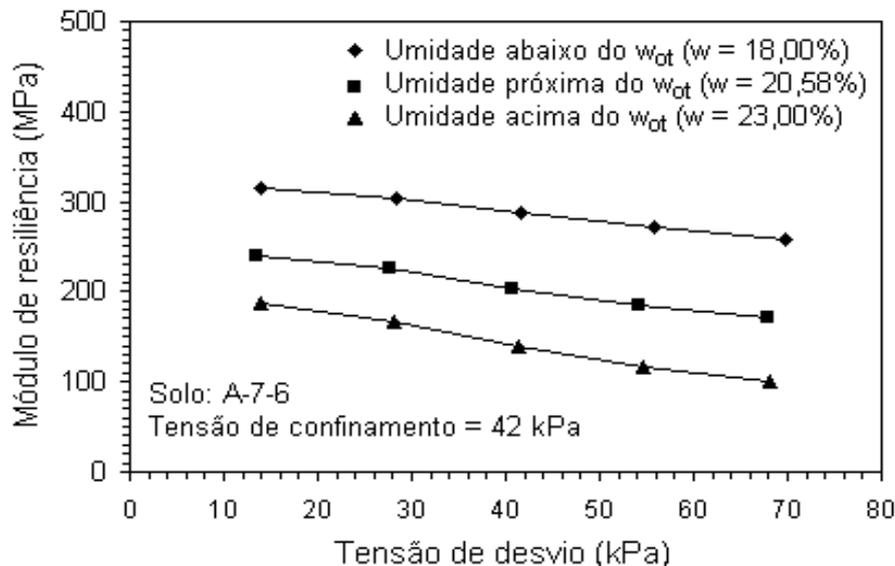


Figura 2.14: Variação do  $M_R$  com o teor de umidade para solo argiloso siltoso tipo A-7-6 (Fonte: Modificada de MOHAMMAD; PUPPALA; ALAVILLI, 1995)

A variação do módulo de resiliência com o teor de umidade para o solo arenoso fino (A-3), considerando-se tensões de confinamento de 21, 70 e 140 kPa, é apresentada na Figura 2.15.

Constata-se, a partir da Figura 2.13, que o valor do módulo de resiliência cresce com o aumento da tensão de confinamento, independentemente dos teores de umidade empregados na pesquisa. Também é possível notar que a tensão de desvio contribui para um pequeno aumento do módulo de resiliência; contudo, a tensão de desvio tem influência menor, quando comparada com a tensão de confinamento. Para o solo em questão, algumas vezes, os valores dos módulos de resiliência, nas condições de umidade abaixo e acima do  $W_{ot}$ , foram ligeiramente maiores que no teor de umidade próximo ao  $W_{ot}$ .

Segundo Mohammad, Puppala e Alavilli (1995), o fato de o módulo de resiliência ser maior, para condição de solo mais seco, concorda com o divulgado por outras pesquisas. Contudo, considerando-se os resultados dos experimentos, apresentados na Figura 2.5, observou-se que o solo mais úmido (acima do  $W_{ot}$ ) apresentou valores do módulo de resiliência maiores do que no teor de umidade próximo ao  $W_{ot}$ ; entretanto, para os autores, esse comportamento não seguiu uma tendência consistente, possivelmente por causa dos problemas de vazamentos, durante os ensaios dos corpos-de-prova com umidade acima do  $W_{ot}$ . Eles concluíram ainda que a variação total entre os resultados, para todos os três níveis de teores de umidade, foi insignificante e causado provavelmente pela pequena variação do grau de compactação.

A partir dos resultados apresentados nas Figuras 2.14 e 2.15, percebe-se que a influência do teor de umidade; no módulo de resiliência, é mais evidente no solo argiloso (A-7-6) que no solo arenoso (A-3).

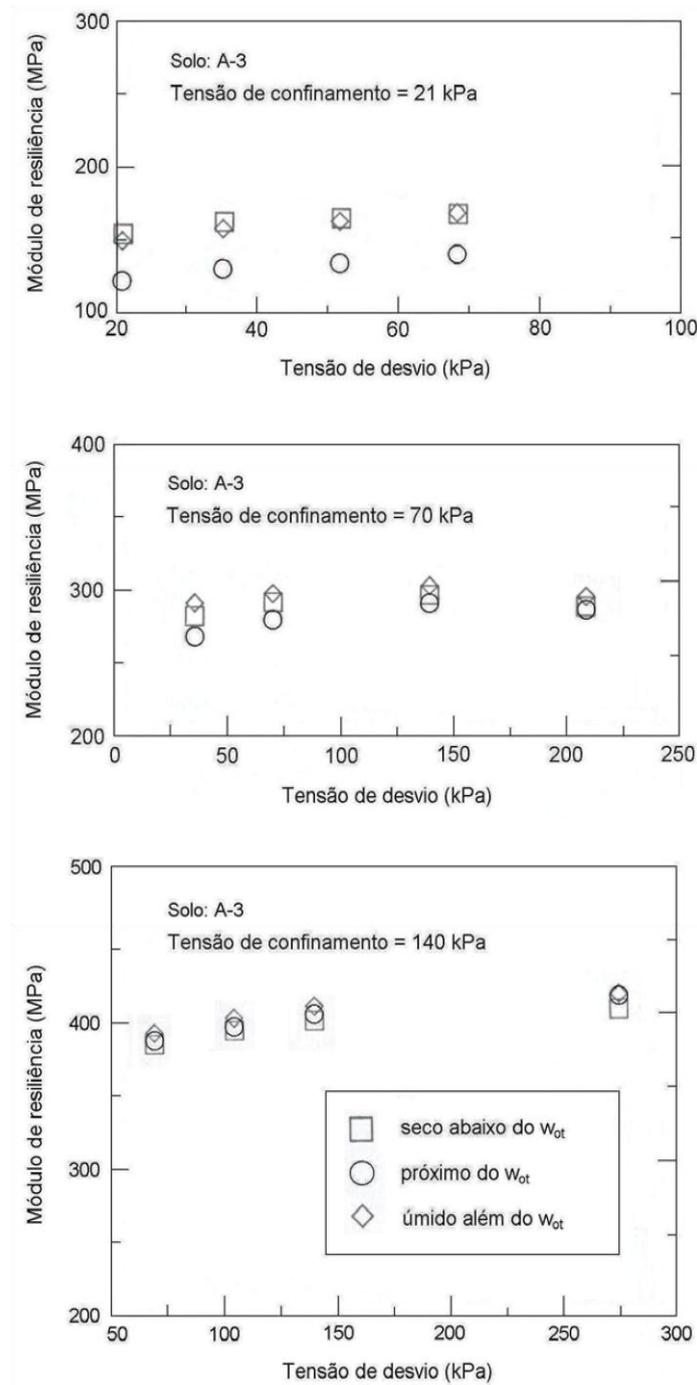


Figura 2.15: Variação do  $M_R$  com a umidade em um solo arenoso tipo A-3 (Fonte: Modificada de MOHAMMAD; PUPPALA; ALAVILLI, 1995)

Outros trabalhos abordam os efeitos da variação da umidade no módulo de resiliência. Thadkamalla e George (1995) investigaram o efeito da saturação (quanto ao grau e tipo de saturação) no valor do módulo de resiliência de amostras de solos de subleito

compactadas no laboratório. Rodrigues (1997) estudou a Influência da umidade nos valores dos módulos de resiliência de materiais típicos do subleito de pavimentos do Estado do Rio Grande do Sul. Muhanna, Rahman e Lambe (1999) avaliaram o efeito da elevação da umidade pós-compactação sob o valor do módulo de resiliência, em amostras compactadas por impacto e por amassamento. Janoo e Shepherd (2000) estudaram os efeitos da variação da umidade, *in situ*, sobre o módulo de resiliência do subleito de pavimentos do Estado de Montana (EUA).

#### 2.4.1.5 O módulo de resiliência e o processo de compactação

A energia mecânica, aplicada ao solo no processo de compactação, contribui para expulsão do ar dos poros do solo, com isso ocorre a diminuição do índice de vazios e o aumento da densidade. A compactação promove o aumento da resistência ao cisalhamento do solo e a diminuição da sua permeabilidade. A importância do processo de compactação, na construção de rodovias, torna indispensável a avaliação da influência desse processo sobre o módulo de resiliência.

O processo de compactação do solo envolve várias partes: a densidade, a energia de compactação, o tipo de compactação e a umidade. Portanto, neste tópico, conduz-se uma revisão bibliográfica, abordando a influência do processo de compactação no módulo de resiliência, enfatizando-se, separadamente, cada uma das partes do conjunto que compõe o processo de compactação, exceto a influência da umidade que já foi comentada anteriormente.

#### 2.4.1.6 O módulo de resiliência e o peso específico

Hicks e Monismith (1971) estudaram a influência do peso específico no módulo de resiliência. No estudo, foram utilizados dois materiais para base: Um cascalho bem graduado parcialmente britado e uma pedra britada bem graduada. Também foram considerados três níveis granulométricos (grosso, médio e fino) e diferentes peso específicos.

Eles verificaram que, para o cascalho parcialmente britado e bem graduado, o módulo de resiliência aumentava com o acréscimo do peso específico; além disso, o efeito do peso específico sobre o módulo de resiliência diminuía, quando a porcentagem de finos aumentava. Contudo, para brita bem graduada, o peso específico teve pequena influência sobre o módulo de resiliência.

Rada e Witczak (1981) avaliaram seis categorias de materiais granulares (areias siltosas, cascalhos arenosos, misturas de areias com outros agregados, pedra britada, calcários e escórias de siderurgia) e relataram que o aumento do peso específico faz aumentar o módulo de resiliência.

Pesquisando um material para base, agregado granular gnaisse-granítico, Barksdale e Itani (1989) verificaram que, com o acréscimo do peso específico do material, de 95 para 100%, o módulo de resiliência aumentou, de 50 a 160%, considerando-se um baixo nível de tensão volumétrica correspondente a  $69 \text{ kN/m}^2$ . Contudo, para um valor elevado de tensão volumétrica,  $690 \text{ kN/m}^2$ , o efeito do acréscimo do peso específico foi menor. O módulo de resiliência aumentou em torno de 15 a 25%.

#### 2.4.1.7 Relações usada para avaliação do módulo de resiliência

Neste tópico são apresentadas diversas relações entre módulo de resiliência e outras propriedades dos solos e também considerações quanto à consistência teórica das relações que levam em conta o comportamento mecânico dos materiais e os resultados de trabalhos que analisaram o módulo de resiliência dos materiais (Hicks e Monismith, 1971; Jorenby e Hicks, 1986; Barksdale e Itani, 1989). Convém observar que apenas duas das relações, apresentadas (Visser, Queiroz e Hudson, 1994; Parreira et al. 1998), foram desenvolvidas com solos de regiões tropicais, contudo apresentaram baixos coeficientes de determinação.

a) Relações do módulo de resiliência que não consideram tensões

As primeiras relações desenvolvidas com o módulo de resiliência utilizavam apenas o índice CBR, devido à utilização desse índice nos projetos, à familiarização dos engenheiros com o índice e à facilidade para obtê-lo. Para Witczak, Qi e Mirza (1995), as relações, envolvendo apenas o CBR e o  $M_R$  do material, representam a primeira ligação entre a caracterização empírica e racional dos materiais.

Para Helkelom e Foster (1960), a razão entre a deformação plástica e elástica variava para os diversos tipos solos, de modo que uma relação entre  $M_R$  e CBR apresentava uma dispersão considerável. Os autores verificaram que o coeficiente de relação entre  $M_R$  e CBR variou entre os limites de 50 e 200, aproximadamente, e que o valor médio do coeficiente da relação era 110 o que correspondia à relação representada pela eq. (2.16).

$$M_R = 110.CBR \quad (2.16)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência ( $\text{kgf/cm}^2$ ); e

CBR = índice de suporte Califórnia (%).

A relação de Helkelom e Foster (1960) foi uma das primeiras a tentar relacionar o módulo de resiliência e o CBR. Ela tem, como característica peculiar, a variação linear do  $M_R$  com o CBR, assim sendo, ela é limitada por não considerar a o comportamento não linear do módulo de resiliência.

Uma outra relação, correspondente à eq. (2.17), que não considera o estado se tensão atuante no solo é a de Green e Hall<sup>7</sup> (1975 apud WITCZAK; QI; MIRZA, 1995). Uma de suas principais características é uma variação exponencial do módulo de resiliência com o índice CBR.

$$M_R = 5409.CBR^{0,711} \quad (2.17)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência (psi); e

CBR = índice de suporte Califórnia (%).

As relações, envolvendo o módulo de resiliência e o índice CBR, que não consideram o estado de tensões atuante no solo foram criticadas. Segundo Rada e Witczak (1981), pelo fato de o ensaio de  $M_R$  depender da tensão, o coeficiente que relaciona o  $M_R$  e o CBR deve ser dependente da tensão que é variável, portanto as relações que não consideram o estado de tensão atuante no material são limitadas.

O fato de essas equações pioneiras que relacionam o módulo de resiliência as propriedades do solo não considerarem a composição granulométrica (ou granulometria) do solo também pode ser encarado como uma deficiência da relação, pois alguns trabalhos (Jorenby e Hicks, 1986; Barksdale e Itani, 1989) demonstram que a relação entre o módulo de resiliência e a granulometria é efetiva.

#### b) Relações do módulo de resiliência que consideram tensões

Rada e Witczak (1981) estudaram muitos materiais grossos (areias siltosas, cascalhos arenosos, misturas arenosas incluindo cascalhos britados, pedras britadas, calcários e escórias de siderúrgicas) e apresentaram uma relação entre o módulo de resiliência e o CBR e com a tensão volumétrica cuja formulação corresponde a eq. (2.18).

$$M_R = (490.\log\theta - 243).CBR \quad (2.18)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência (psi);

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  = primeiro invariante de tensão (psi); e

CBR = índice de suporte Califórnia (%).

Relacionar um índice empírico, CBR, com ao módulo de resiliência parece não ser adequado, pois, tem-se de um lado um índice empírico que não leva em conta a variação do estado de tensões e do outro, uma propriedade mecânica elástica que, na maioria das vezes, depende do estado de tensões. É possível que o mais correto seja relacionar o módulo de resiliência com outra propriedade mecânica do solo associada às deformações elásticas, como, por exemplo, módulo tangente inicial, e também agrupar na relação uma ou mais tensões atuantes no solo. Além disso, de acordo com Ruiz<sup>8</sup> (1964 apud Parreira et al., 1998) já se observou que o módulo tangente inicial obtido a partir de curva de tensão versus deformação guarda uma estreita relação com o módulo dinâmico.

Zaman, Chen e Laguros (1994) desenvolveram uma relação do módulo de resiliência, eq. (2.19), e a testaram em seis materiais grossos, oriundos de pedreiras e empregados na construção de bases e subbases de pavimentos no Estado de Oklahoma (EUA). A Tabela 2.2 mostra os tipos de agregados utilizados no trabalho, as localizações, os parâmetros de ruptura dos materiais ( $c$  e  $\varphi$ ), as massas específicas secas máximas ( $\rho_{dm\acute{a}x}$ ) e os valores de  $R^2$  resultantes das avaliações feitas com eq. (2.19).

$$M_R = 2860,94 + 275.c + 128.\sigma_1.tg\varphi + 118.\theta \quad (2.19)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência (psi);

$c$  = coesão (psi);

$\sigma_1$  = tensão principal maior (psi);

$\varphi$  = ângulo de atrito (graus); e

$\theta$  = tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão (psi).

Tabela 2.2: Os tipos de agregados componentes do trabalho, as localizações, os parâmetros de ruptura, as massas específicas secas máximas e os  $r^2$  resultantes das avaliações feitas com eq. (2.19)

Local	Tipo de agregado	c (psi)	$\phi$ (graus)	$\rho_{dmáx}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$r^2$
Comanche	Calcário	18	41	2,40	0,734
Cherokee	Calcário	14	45	2,39	0,512
Creek	Calcário	18	43	2,42	0,836
Choctaw	Arenito Granito	12	46	2,35	0,541
Johnston		11	46	2,34	0,735
Murray	Riólito	16	46	2,40	0,861

Fonte: Zaman, Chen e Laguros (1994)

Quando se relacionar uma propriedade elástica, módulo de resiliência, com os parâmetros de ruptura do solo, coesão e ângulo de atrito, associam-se duas coisas conceitualmente diferentes; portanto esse fato pode ter contribuído para a relação apresentar muitos valores de  $R^2$  abaixo de 0,8 (Tabela 2.2). Contudo, a formulação da eq. (2.19) considera a tensão volumétrica para materiais grossos; o que está em consonância com Hicks e Monismith (1971) e com Uzan (1985). Todavia ela não leva em conta a composição granulométrica (ou granulometria) do solo que de acordo com os trabalhos de Jorenby e Hicks (1986) e de Barksdale e Itani (1989) exerce influência no módulo de resiliência.

Considerando os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos realizados com amostras de solos extraídas do subleito de pavimentos da região central do Brasil (Goiás, Minas Gerais e São Paulo), Visser, Queiroz e Hudson (1994) conceberam uma relação, com  $R^2 = 0,64$ , para avaliar o módulo de resiliência de solos arenosos a qual é representada pela eq. (2.20).

$$\text{Log } M_R = 2,79 + 0,0268.LL - 0,0573.LP - 0,000158.LP.\sigma_d \quad (2.20)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência (MPa);

LL = limite de liquidez (%);

LP = limite de plasticidade (%); e

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  = tensão de desvio (kPa).

O fato de a eq. (2.20) não fornecer um  $R^2$  maior pode estar relacionado à utilização dos índices de consistência LL e LP. Pois os índices LL e LP estão relacionados à plasticidade do solo, enquanto o módulo de resiliência está relacionado à elasticidade do solo. Além disso, o baixo valor de  $R^2$  pode estar relacionado a outras causas, pois a formulação da equação não leva em conta nem a tensão volumétrica, nem a granulometria do material as quais, como é sabido, exercem influencia no módulo de resiliência dos materiais arenosos.

Parreira et al. (1998) realizaram um estudo, na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), com solos arenosos (em sua maioria A-2-4 e LA') provenientes dos Estados do Ceará, Paraíba, Piauí e São Paulo. Inclusive, desenvolveram uma relação, eq. (2.21), que forneceu um  $R^2$  de 0,82. Ainda, na relação em questão, o módulo tangente inicial é aferido através do ensaio de compressão simples.

$$M_R = 0,8481.E_o^{0,4559} + 1,1472.\theta^{0,8630} \quad (2.21)$$

Onde:

$M_R$  = módulo de resiliência (MPa);

$E_o$  = módulo tangente inicial (kPa); e

$\theta$  = tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão (kPa).

Há indícios na relação da eq. (2.21) que apontam um caminho promissor para futuras relações do módulo de resiliência. O fato de os materiais, empregados no desenvolvimento da relação, pertencerem à mesma faixa granulométrica (areia), terem comportamento laterítico (pela classificação MCT) e serem majoritários do grupo (A-2-4), impôs uma elevada seletividade no desenvolvimento da relação que colaborou para

umentar o coeficiente de determinação. Ainda, Verificam-se duas consistências teóricas na estrutura da relação; a tensão volumétrica foi utilizada quando se trabalhou com materiais arenosos, corroborando com Hicks e Monismith (1971) e Uzan (1985); e duas propriedades mecânicas de natureza elástica foram relacionadas (módulo de resiliência e módulo tangente inicial). Contudo, observa-se na formulação da eq. (2.19) que a granulometria do material não foi levada em conta em materiais grossos o que não está de acordo com os trabalhos apresentados por Jorenby e Hicks (1986) e por Barksdale e Itani (1989).

Finalmente, destacam-se as relações propostas pelo o *Guide for Design of Pavement Structures* AASHTO (1986) para materiais de base e de subbase. Para o método de dimensionamento em questão, utiliza-se a eq. (2.22) e os valores na Tabela 2.3.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.22)$$

em que:

M = módulo de resiliência (psi);

k1 e k2 = constantes de regressão do modelo;

$\theta$  = tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão (psi).

Tabela 2.3: Valores típicos de  $k_1$  e  $k_2$  para materiais grossos não cimentados de base e subbase

Base ( $M_R = k_1 \theta^{k_2}$ em psi)		
Condição de umidade	$k_1$	$k_2$
Seco	6000 – 10000	0,5 - 0,7
Molhado	4000 – 6000	0,5 - 0,7
Saturado	2000 – 4000	0,5 - 0,7
Subbase ( $M_R = k_1 \theta^{k_2}$ em psi )		
Condição de umidade	$k_1$	$k_2$
Seco	6000 – 8000	0,4 - 0,6
Molhado	4000 – 6000	0,4 - 0,6
Saturado	1500 – 4000	0,4 - 0,6

Fonte: Guide for Design of Pavement Structures AASHTO (1986)

## 2.4.2 Vida de fadiga

Segundo Medina (2005), enquanto cargas monotônicas (caso do ensaio de compressão diametral) produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais, cargas cíclicas produzem danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce, enquanto na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, desconsiderando o fenômeno de “reselagem” das trincas (*healing* em inglês).

Assim sendo, cargas cíclicas produzem falhas nos materiais para valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura em ensaios estáticos, porém a mesma carga é aplicada diversas vezes. Esse fenômeno é chamado fadiga e é definido como (ASTM, 1979): “o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis que produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um determinado número de ciclos”. Vale salientar que esse é um problema não-linear que ocorre em diversos materiais, ou seja, o dano produzido no primeiro ciclo é diferente do dano produzido no segundo ciclo e assim sucessivamente.

A fadiga ocorre por meio de ações mecânicas e/ou térmicas que não parecem críticas por si, se comparadas à resistência sob carregamento monotônico, mas na verdade são decisivas para a vida útil do material. Em uma estrutura sujeita a carregamento cíclico, diversos estágios convencionalmente divididos podem ser diferenciados durante um processo de fadiga, conforme ilustra a Figura 2.16.

- Região I: onde as primeiras mudanças microestruturais ocorrem; formam-se microfissuras; a magnitude dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se iniciam.
- Região II: caracterizada pelas microfissuras originadas da coalescência das microfissuras.
- Região III: crescimento das microfissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

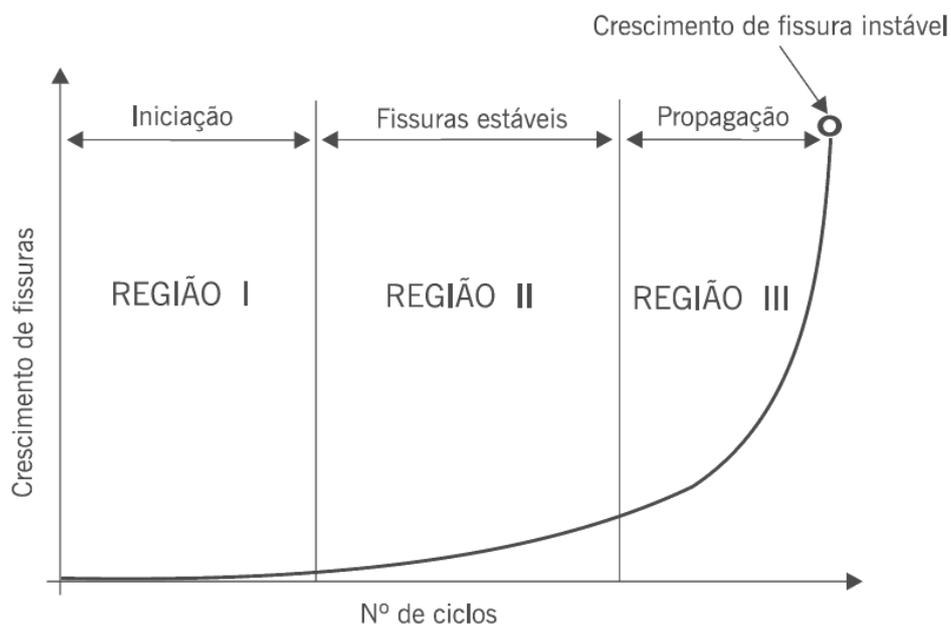


Figura 2.16: Estágio existentes num processo de fadiga.  
(Adaptado de Medina (2005).

A vida de fadiga de um solo cimentado é definida em termos de vida de fratura ( $N_f$ ) ou vida de serviço ( $N_S$ ). A primeira se refere ao número total de aplicações de uma certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda ( $N_S$ ) ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

O ensaio laboratorial de vida de fadiga tradicionalmente realizado no país para definição do número de repetições de carga é feito por compressão diametral à tensão controlada (TC), sendo a carga aplicada numa frequência de 1Hz através de equipamento pneumático (Pinto, 1991; Rodrigues, 1991; Medina, 1997).

No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo do corpo-de-prova. (Pinto, 1991; Huang, 1993).

No caso de ensaio à deformação controlada (DC), a simulação corresponde a revestimentos mais delgados uma vez que nestes há maior contribuição das subcamadas na absorção das tensões solicitantes. Segundo Huang (1993), em revestimentos com espessuras inferiores a 50mm, não acontece um decréscimo suficiente na rigidez, quantificada pelo módulo de rigidez por flexão ( $S_o$ ) (SHRP, 1994a), de modo a causar

uma variação no nível de deformação ao longo dos diversos carregamentos. Nesse ensaio, a deformação é mantida constante enquanto a tensão inicial no corpo-de-prova diminui até o fim do ensaio. (Epps e Monismith, 1969; Pronk e Hopman, 1990; Tayebali *et al.*, 1993).

Para a determinação da vida de fadiga pode ser utilizado o mesmo equipamento de determinação de compressão diametral – Figura 2.17(a), ou ainda corpos-de-prova trapezoidais como é comum na França (Rowe, 1993) – Figura 2.17(b) ou barras prismáticas – Figura 2.17(c).



Figura 2.17: Exemplos de equipamento para ensaios de fadiga. (Adaptado de Medina (2005).

Embora ainda não normatizado no Brasil, o ensaio de fadiga tem sido largamente realizado no país, geralmente à compressão diametral sob tensão controlada e temperatura (caso de utilização de ligante asfáltico) controlada. Utiliza-se uma frequência de 60 a 120 aplicações por minuto com 0,10 segundo de duração do carregamento repetido.

Para cada mistura ensaiada determinam-se as relações entre o número de repetições à ruptura e o nível de tensões atuantes (conforme ilustrado na Figura 2.18 para três misturas com distintas faixas granulométricas):

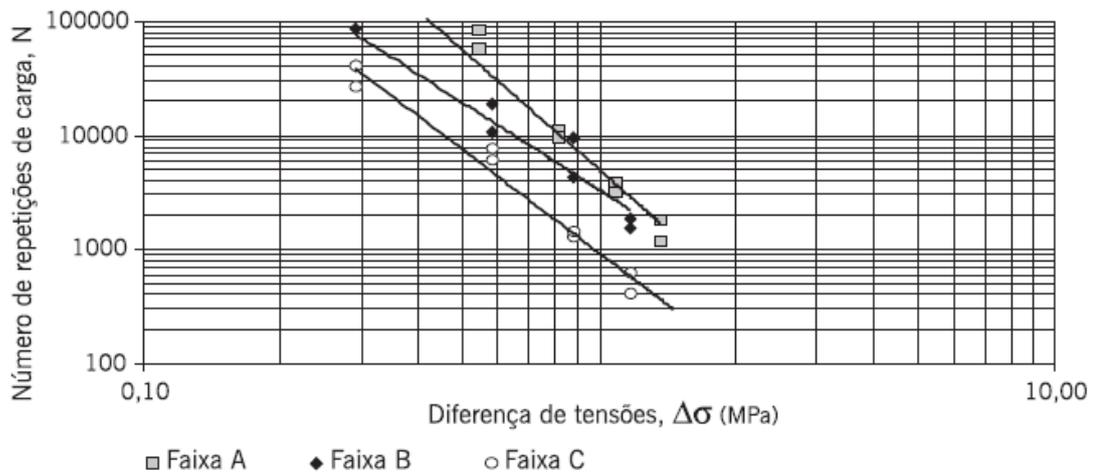


Figura 2.18: Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas. Adaptado de Medina (2005).

$$N = k_1 \left( \frac{I}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad \text{ou} \quad N = k_2 \left( \frac{I}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (2.23)$$

Onde:

$N$  = número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra (vida de fadiga);

$\sigma_t$  = tensão de tração repetida solicitante;

$\Delta\sigma$  = diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra (Figura 2.19)

$k_i, n_i$  = constantes obtidas na regressão linear dos pares  $N$  e  $\sigma_t$  (ou  $\Delta\sigma$ ) determinados em ensaios, em escalas logarítmicas.

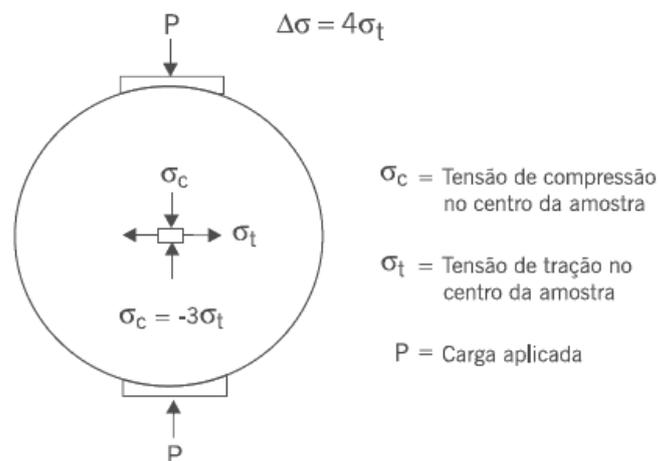


Figura 2.19: Representação das tensões no centro da amostra de um corpo de prova cilíndrico. Adaptado de Medina (2005).

Observe-se que no ensaio de fadiga a tensão controlada descrita considera a tensão solicitante no corpo-de-prova como constante, o que é apenas uma aproximação, uma vez que o carregamento constante ao longo do ensaio não é traduzido em uma tensão solicitante constante. As tensões no corpo-de-prova admitem que ele seja constituído de material elástico, isotrópico e sem dano. Isto é uma aproximação durante o ensaio de fadiga, uma vez que à medida que o carregamento é repetido, há dano progressivo no corpo-de-prova. O modelo usado quando se faz o ensaio de fadiga a deformação controlada leva em conta a deformação de tração (radial) medida no centro do corpo-de-prova ( $\epsilon_t$ ):

$$N = k_3 \left( \frac{I}{\epsilon_t} \right)^{n_3} \quad (2.24)$$

No método mecânico de dimensionamento de pavimentos usado no Brasil, a diferença entre tensão máxima de compressão e de tração na fibra inferior do revestimento ( $\Delta\sigma$ ) é considerada o principal fator desencadeador do trincamento por fadiga do revestimento em campo, quando se trata de utilizar como critério resultados de laboratório obtidos com ensaios à TC em compressão diametral. As tensões calculadas servem de entrada de dados nas curvas de fadiga geradas a partir do número de golpes de carga até a ruptura para diversos níveis de  $\Delta\sigma$ . Relaciona-se então o número  $N$  determinado a partir do tráfego previsto com o número de golpes em laboratório por um fator laboratório-campo (FLC).

Pinto (1991) mostrou diferenças importantes entre FLC para ensaios a flexão e a compressão diametral, em função da porcentagem de área trincada que se admite ao final da vida do pavimento, e ainda questões ligadas ao tempo de aplicação da carga e à frequência. De acordo com Carpenter *et al.* (2003), o limite de ruptura nas camadas de pavimento deve ser o correspondente àquele quando a mistura começa a apresentar as primeiras microtrincas.

Independente do ensaio ou modelo adotado é comum o uso de FLCs devido à dificuldade de se considerar determinados fatores nos ensaios e no cálculo das tensões geradas nos corpos-de-prova.

Portanto, o ensaio de fadiga tem sido usado mais comumente para fins de comparação nesse caso, é preciso cautela para uma conclusão direta somente a partir das curvas, pois o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura e do valor do MR das camadas constituintes dos pavimentos (Motta, 1991; Pinto, 1991; Medina, 1997).

No ensaio convencionalmente realizado, consideram-se as tensões relativas ao início do ensaio (1º ciclo), portanto, sem ainda o acúmulo de dano, além de assumir o material como elástico linear e homogêneo. É importante entender que, com o dano progressivo, as tensões que ocorrem internamente no corpo-de-prova sofrem alterações, afinal a carga do ensaio permanece a mesma e a rigidez da mistura é reduzida devido às trincas que se formam e coalescem. Procurando aprofundar o entendimento do fenômeno de evolução do dano por fadiga em laboratório, outros estudos apresentam critérios diversos de ruptura que não o rompimento completo do corpo-de-prova (Dijk, 1975; Phandnavis e Swaminathan, 1997; Ghuzlan e Carpenter, 2000; Carpenter *et al.*, 2003).

Critérios como a deformação crítica de tração; diferentes relações entre esta e a deformação inicial; energia dissipada e ainda relações entre a energia dissipada e a energia dissipada inicial vêm sendo apresentados como potenciais indicativos de ruptura da mistura (Loureiro, 2003). No entanto, o número de golpes continua sendo, no ensaio à tensão controlada, o parâmetro de comparação e previsão da vida de fadiga dos materiais estudados no Brasil.

## 2.5 MÓDULO CISALHANTE

Segundo Caberlon (2008), O módulo de cisalhamento ou cisalhante  $G$ , como é chamado, é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento e é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, uma influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada quantificação. De fato, para uma mesma estrutura geotécnica, a rigidez do solo varia conforme a posição e as cargas aplicadas, consideradas no dimensionamento (Atkinson, 2000).

a) Ensaios utilizados para obtenção do módulo cisalhante

Existem alguns ensaios para a determinação do módulo cisalhante *in situ* e em laboratório. Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por problemas nos processos de amostragem e caracterizarem grandes volumes de material. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações (de pequenas a moderadas), caracterizam em termos médios o volume do terreno (de difícil quantificação rigorosa) envolvido no ensaio. Por sua vez, os ensaios de laboratório permitem uma caracterização de solo numa gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão, mas estão limitados a um volume muito menor. [Heineck (2002) e Ferreira, (2003)].

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos registros, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda, pode-se determinar a velocidade da mesma, conseqüentemente pode-se determinar o módulo cisalhante do solo, como mostrado nas equações abaixo:

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad \text{e} \quad V_p = \frac{d}{t_p} \quad (2.25)$$

$$G_{máx} = \rho \cdot V_s^2 \quad \text{e} \quad M = \rho \cdot V_p^2 \quad (2.26)$$

Onde:  $d$  = distância de percurso;

$t_s$  = tempo de percurso da onda S;

$t_p$  = tempo de percurso da onda P.

b) Distância de percurso (d)

A distância de percurso da onda é utilizada mais comumente como sendo a altura da amostra de solo (H).

c) Tempo de Propagação (t)

A interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, conforme o método utilizado para interpretá-la. Cabe ressaltar que a determinação do tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se ter atenção a alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta da onda.

Existem vários métodos de interpretação de ondas e variam desde métodos simples, com observação direta dos registros e medição imediata de intervalos de tempo entre as duas ondas, até métodos mais complexos, que utilizam ferramentas estatísticas no tratamento dos sinais. Uma das formas mais simples e imediatas para determinação do tempo e propagação da onda no solo é o método da primeira chegada da onda de resposta, que está descrito a seguir.

d) Método da primeira chegada da onda de resposta

O intervalo de tempo entre as ondas gerada e de resposta, é prática comum e baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 2.20).

Os primeiros investigadores a utilizar este ensaio (Abbiss, 1981; Dyvik e Madshus, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não

pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.

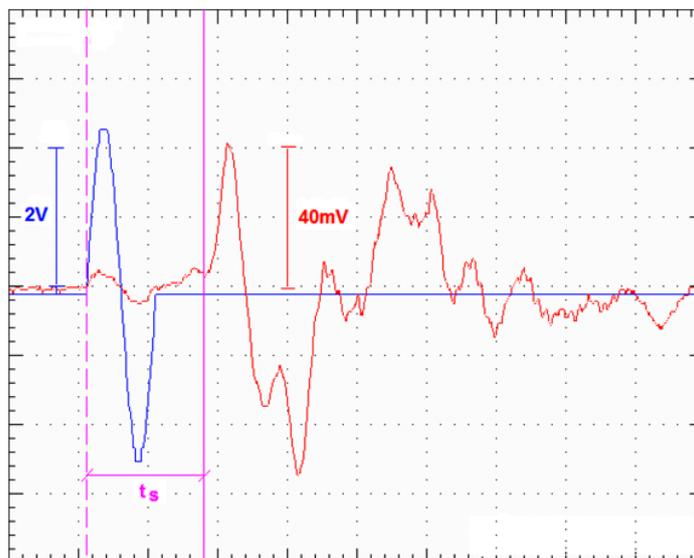


Figura 2.20: Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta. (Caberlon (2008)).

## 2.6 SUCCÃO

Segundo FEUERHARMEL, 2007 os solos são encontrados na natureza como uma mistura de diversas fases. Quando os vazios do solo estão preenchidos pela mistura de ar e água afirma-se que o solo é não saturado. Dessa forma, um solo não saturado é normalmente definido como um sistema trifásico composto por partículas sólidas, água e ar.

A sucção é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento dos solos não saturados, uma vez que sua resistência e deformabilidade são fortemente influenciadas pela pressão negativa da água intersticial. Basicamente a sucção é uma quantidade energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida ou retida por ele. Para desprender essa água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada por unidade de volume de água é a sucção (Lee e Wray, 1995). A sucção

também pode ser definida como a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo na fase de vapor (Houston et al, 1994). Marinho (1997) define sucção como sendo a pressão isotrópica imposta pelo poro-água para absorver mais água.

A sucção total é composta por duas componentes, a sucção mátrica (relacionada à matriz do solo, ou seja, estrutura e composição das partículas) e a osmótica (devido à concentração química da água do solo) (Marinho, 1997).

### 2.6.1 Técnica do Papel Filtro

A técnica do papel filtro tem sido bastante utilizada pela sua simplicidade e possibilidade de mediar a sucção total ou mátrica em amplos limites. A divulgação dos procedimentos de ensaio também tem contribuído para uma maior aceitação e confiabilidade da técnica (ASTMD 5298-94; Houston et al, 1994; Marinho. 1995).

Este método é baseado no princípio de que, quando dois materiais porosos são colocados em contato em um ambiente fechado, eles trocarão água entre si até alcançarem a condição de equilíbrio energético. Dessa forma, quando um solo úmido é colocado em contato com o papel filtro seco, este último absorverá água até que o sistema entre em equilíbrio de sucção.

No estado de equilíbrio o fluxo de água cessa e o valor de sucção é suposto como sendo igual para os dois materiais, embora seus teores de umidade sejam diferentes. A água absorvida pelo papel filtro pode ser utilizada como indicador da sucção do sistema.

A troca de água entre solo e papel filtro pode ocorrer de duas maneiras — fluxo de vapor ou fluxo capilar (Figura 21). Quando o fluxo ocorre por vapor, existe um espaço de ar entre o solo e o papel filtro, o qual atua como uma membrana semipermeável permitindo apenas o fluxo de vapor de água. Nessa situação o papel filtro medirá sucção total, pois as moléculas de água devem se separar e sair dos poros do solo, vencendo forças capilares e osmóticas.

Na condição de fluxo capilar, o papel filtro encontra-se em contato com a água do poro e a sucção medida é a mátrica, pois o componente osmótico não atua como força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro (Marinho, 1995).

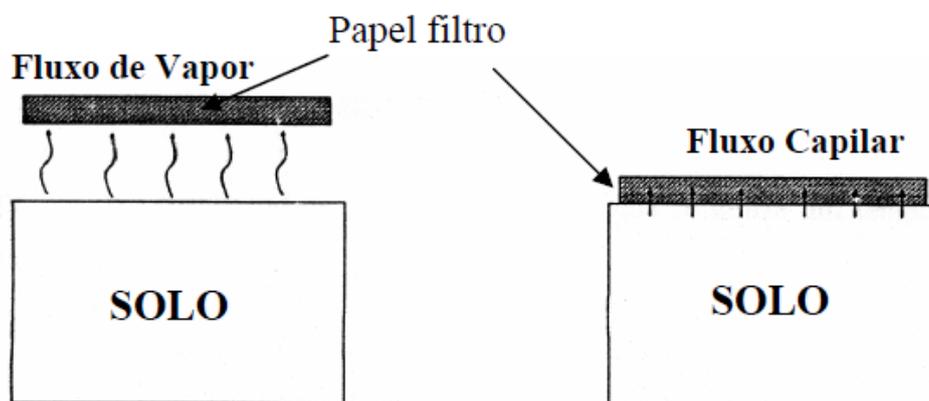


Figura 2.21: Tipos de fluxo entre solo e papel filtro (Marinho, 1995).

A sucção é estimada a partir do teor de umidade do papel filtro usando sua curva de calibração. O procedimento de calibração consiste em permitir que o papel filtro atinja o equilíbrio com um material ou solução de sucção conhecida. Após o equilíbrio, o papel filtro é retirado, pesado e seco em estufa para determinação do seu teor de umidade. O teor de umidade obtido é correlacionado com a sucção já conhecida. Existem vários métodos que podem ser utilizados para gerar sucção com o propósito de calibração, dependendo do nível de sucção desejado. Os métodos mais comuns utilizam placa de sucção, placa de pressão, membrana de pressão, dessecador de vácuo ou amostras de solo com sucção “conhecida”.

A curva de calibração é dependente do tipo de papel filtro utilizado. Nas últimas décadas, diversas equações de calibração foram propostas na literatura, principalmente para os papéis filtro das marcas Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589. A tabela 2.4 resume algumas das equações de calibração propostas para esses papéis. Sibley e Williams (1990) avaliaram o desempenho de cinco materiais absorventes

diferentes e concluíram que o papel Whatman No. 42 é o mais apropriado para medidas de sucção entre 0 e 200 MPa.

Leong e Rahardjo (2002) examinaram os dados de calibração dos papéis filtro Whatman No. 42 e Schleicher & Schuell No. 589 e verificaram que o papel que apresenta maior consistência e menor dispersão de resultados é o Whatman No. 42.

Tabela 2.4: Curvas de calibração para os papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589

Referência	Curva de calibração	
	Whatman No. 42	
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log \psi = 4.84 - 0.0622w_f$	$w_f < 47$
Chandler <i>et al.</i> (1992)	$\log \psi = 6.05 - 2.48 \log w_f$	$w_f \geq 47$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5.327 - 0.0779w_f$	$w_f < 45.3$
ASTM (1994)	$\log \psi = 2.413 - 0.0135w_f$	$w_f \geq 45.3$
	Schleicher & Schuell No. 589	
Al-Khafaf e Hanks (1974)	$\log \psi = 4.136 - 0.0337w_f$	$w_f < 85$
	$\log \psi = 2.0021 - 0.009w_f$	$w_f \geq 85$
McKeen (1980)	$\log \psi = 4.9 - 0.0624w_f$	$w_f < 66$
	$\log \psi = 1.25 - 0.0069w_f$	$w_f \geq 66$
Greacen <i>et al.</i> (1987)	$\log \psi = 5.056 - 0.0688w_f$	$w_f < 54$
ASTM (1994)	$\log \psi = 1.882 - 0.0102w_f$	$w_f \geq 54$

$\psi$  = sucção (kPa);  $w_f$  = teor de umidade do papel filtro (%)

Para medição da sucção mátrica e com o propósito de evitar a contaminação do papel filtro com partículas de solo, neste trabalho colocou-se um papel filtro Whatman No. 42 de proteção entre o papel filtro Whatman No. 42 sensor da sucção e a amostra de solo e utilizaram-se as equações de Chandler (1986) adaptadas por Marinho (1997).

### **3 MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS, VARIÁVEIS ESTUDADAS E PROGRAMA EXPERIMENTAL**

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86.

As amostras assim preparadas foram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

O programa de ensaios de módulo de resiliência e vida de fadiga constitui-se em verificar a influência das variáveis (quantidade de cimento, porosidade) em uma areia artificialmente cimentada e conhecer seu comportamento frente esses esforços cíclicos.

A caracterização da areia foi realizada e é apresentada nesse documento.

Os teores de cimento, porosidade e umidade de moldagem foram definidos com base no trabalho de CONSOLI et al. 2007, para validação e estudo de correlação de parâmetros estudados por (Festugato 2013, Consoli et al., 2009a; Dalla Rosa, 2009; Cruz, 2008; Santos, 2008; Dalla Rosa et al. 2007; Foppa 2005; entre outros)

.Os teores de cimento das amostras são 1%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% em relação ao peso seco em três índices de vazios cada 0,64, 0,70 e 0,78 totalizando 18 pontos de ensaio de módulo de resiliência, e 18 de vida de fadiga (36 corpos de prova no total).

Os corpos de prova de módulo de resiliência tem 10 centímetros de diâmetro por 20 centímetros de altura, são moldados e curados por 7 dias, quando realiza-se o ensaio de módulo cisalhante inicial, o ensaio de módulo de resiliência, novamente o ensaio de módulo cisalhante (totalizando 36 pontos, 18 antes e 18 depois do ensaio de resiliência o qual não é destrutivo), a ruptura a compressão simples (18 pontos), e por fim a sucção (36 pontos, dois por amostra).

Os corpos de prova de fadiga tem 10 centímetros de diâmetro por 5 centímetros de altura, são moldados e curados por 7 dias, quando realiza-se o ensaio de vida de fadiga o qual é destrutivo.

## 3.2 MATERIAIS

### 3.2.1 Solo

O solo utilizado neste estudo foi uma areia proveniente do município de Osório/RS, localizada na região sul do Brasil (Figura 3.1). Esta areia caracteriza-se por ter uma granulometria fina e uniforme (NBR 6457 – ABNT, 1986; ASTM D 2487, 1986), ausente de impurezas ou matéria orgânica. A escolha deste solo para a pesquisa realizada deve-se a sua ampla utilização e investigação de laboratório e de campo realizada em trabalhos anteriores (Dalla Rosa 2009; Caberlon 2008; Cruz, 2008; Santos, 2008; Festugato, 2013; Donato, 2007; Casagrande, 2005; e outros). Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório LEGG/UFRGS.



Figura 3.1: Município de Osório/RS (Adaptado de ABREU 2006).

As Figuras 3.2 (a) e (b) mostram imagens em escala dos grãos da areia utilizada no estudo desta dissertação, ampliadas respectivamente em 40 e 500 vezes. Visualiza-se nestas a já citada uniformidade granulométrica dos grãos, sendo estes pouco arredondados e com uma relativamente grande rugosidade.

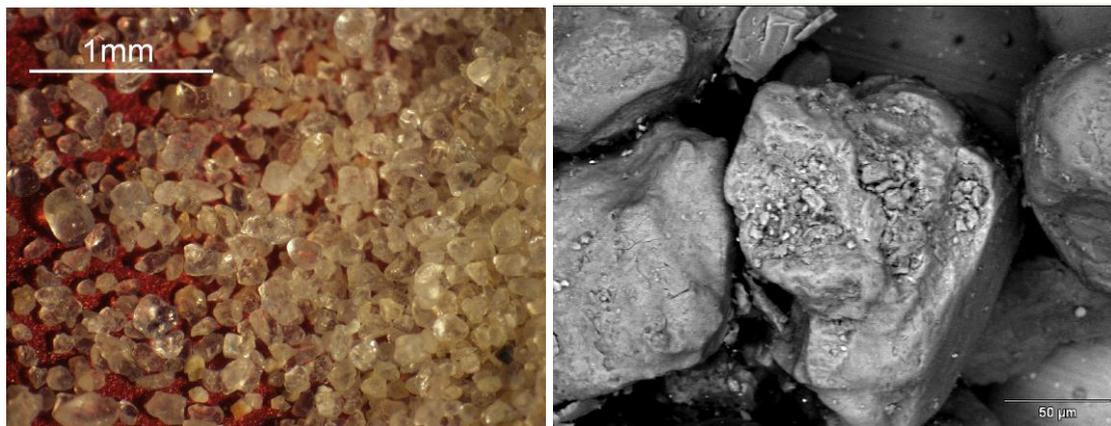


Figura 3.2: Imagem da areia: (a) Ampliada em 40 vezes; (b) Ampliada em 500 vezes (microscopia eletrônica de varredura). (Dalla Rosa, 2009).

Para caracterização do solo primeiramente foi determinado seu teor de umidade e posteriormente foram realizados ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, e índice de vazios máximo e mínimo.

A determinação do teor de umidade do solo seguiu o procedimento descrito pelo anexo da norma NBR 6457/86. Onde retirou-se duas cápsulas de solo úmido devidamente pesadas (Púmido e Pcápsula) e colocadas na estufa, e posteriormente foram pesadas novamente (Pseco). O teor de umidade resultante do montante de areia utilizado na pesquisa foi de 0,4%.

Na Tabela 3.1 e Figura 3.3 é apresentada a distribuição granulométrica da areia realizada por peneiramento, estando de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181/84, onde-se pode melhor observar a uniformidade do tamanho dos grãos.

Tabela 3.1: Distribuição granulométrica da areia de Osório.

Abertura da peneira (mm)	% passante
1.18	100,00
0.6	99,84
0.3	93,33
0.212	66,35
0.15	31,76
0.075	0,59
0.0534	0,00

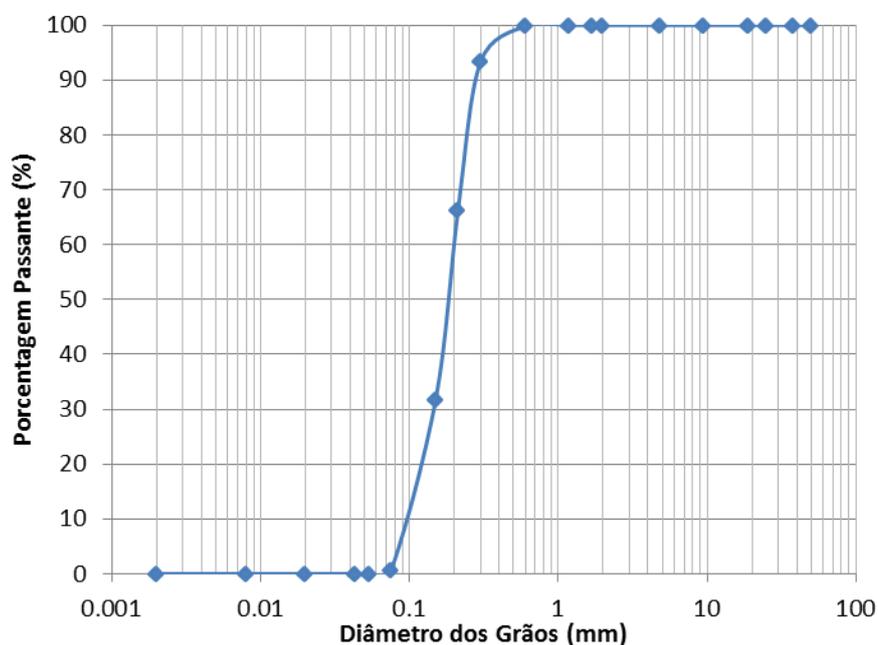


Figura 3.3: Curva granulométrica da areia de Osório.

A determinação da massa específica real dos grãos de solo seguiu o método descrito pela NBR 6508/84 (Tabela 3.2).

Foram realizados ensaios de índice de vazios máximos e mínimos (tabela 3.2). Nestes ensaios seguiram-se os procedimentos descritos pelas NBR 12034/90 e NBR 12051/91 respectivamente, sendo que utilizou-se o método de reuso do material.

Para a determinação do índice de vazios máximo foi utilizado o método “A” da norma anteriormente citada.

Para a determinação do índice de vazios mínimo foi utilizado o método “B.1” da norma também citada anteriormente.

Tabela 3.2: Índices físicos da areia de Osório.

Índices Físicos	Areia de Osório
Peso específico real dos grãos	26,5kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade, Cu	2,11
Coefficiente de curvatura, Cc	1,15
Diâmetro médio, D10	0,09mm
Diâmetro médio, D50	0,17mm
Índice de vazios mínimo, emín	0,60
Índice de vazios máximo, emáx	0,85

### 3.2.2 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial

O agente cimentante utilizado neste estudo foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI). Este tipo de cimento leva em sua constituição basicamente o CaO (obtido de calcário), SiO<sub>2</sub> e Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (obtidos de argilas, preferencialmente caulínicas), com poucas quantidades de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (proveniente de impurezas da argila). Calcário e argila, em proporções aproximadas de 4:1, são moídos (50 a 200 mesh) e misturados (via seca ou via úmida) e queimados (em longos fornos rotativos) a temperaturas de até 1450°C. Água e CO<sub>2</sub> são eliminados, formando-se o clínquer, que são pelotas vítreas com tamanho de bolas de gude. Ao clínquer é adicionado cerca de 2,5% de gipsita (CaSO<sub>4</sub>.H<sub>2</sub>O), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

A característica que permitem o cimento ser de alta resistência inicial, estão relacionadas as diferenciadas proporções de argila e calcário na produção do clínquer, seguido de uma moagem mais fina do cimento, conferindo então uma maior velocidade no ganho de resistência. A Tabela 3.3 assim como, a Figura 3.4 apresentam estas características.

Tabela 3.3: Características físicas do solo utilizado.

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clínquer + gesso	Material carbonático	
Alta Resistência Inicial	CP V - ARI	100 - 95	0 - 5	NBR 5733

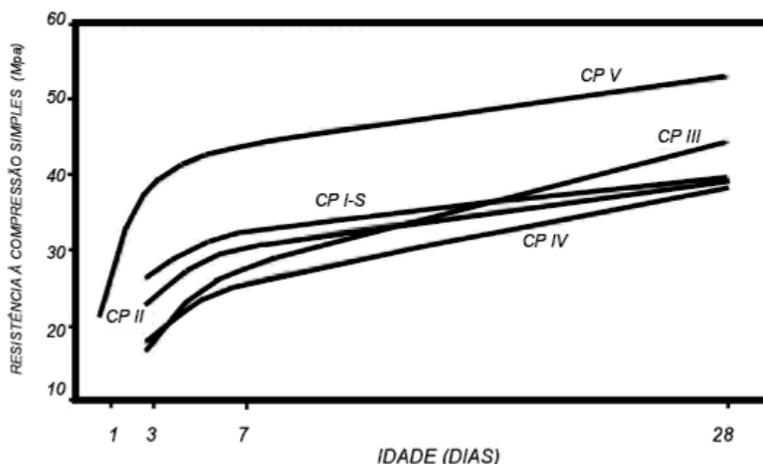


Figura 3.4: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

A escolha desse tipo de agente cimentante foi determinante para a execução do programa experimental em um tempo relativamente curto. Observando a Figura 4.4, fica claro que a pasta de cimento CP V-ARI consegue atingir uma resistência a compressão simples num período de 48 horas, superior a resistência apresentada pelo cimento Portland CP IV num período de 28 dias de cura.

### 3.2.3 Água

No estudo desenvolvido, todas as amostras foram preparadas utilizando água destilada, com o objetivo desta não apresentar influência na composição das misturas. Esta água foi destilada a partir da água encontrada na rede pública de abastecimento.

## 3.3. MÉTODOS

### 3.3.1 Acondicionamento do material e moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais é realizada em um molde tripartido, com dimensões suficientes para se obter amostras de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura ou 50 mm no caso dos CPs de fadiga.

A mistura dos materiais é iniciada pela adição do cimento à areia (em condição seca) até se obter homogeneização visual. Logo após a finalização da mistura, são coletadas amostras para determinação do teor de umidade.

Os corpos de prova são compactados em três camadas mediante compressão estática, até atingir um peso específico previamente definido.

Por serem amostras cimentadas, após a compactação da última camada e da pesagem do conjunto molde + corpo de prova, o conjunto é protegido dentro de sacos plásticos e armazenado durante 48 horas para permitir o fraguado do cimento e minimizar a perda de umidade durante a cura. Após este período, o corpo de prova é extraído do molde e armazenado dentro de sacos plásticos até completar a idade para ruptura. (Figura 3.5)



Figura 3.5: Etapas da moldagem.

São considerados os seguintes critérios para aceitação do corpo de prova moldado, expressos como variação máxima do valor definido durante a dosagem de materiais:

- a) diâmetro:  $\pm 1,0$  mm;
- b) altura:  $\pm 1,0$  mm;
- c) peso específico:  $\pm 1,0$  %;
- d) teor de umidade:  $\pm 1,0$  %.

### 3.3.2 Ensaio de Módulo de Cisalhamento

O ensaio é realizado com o equipamento pundit pelo método da primeira onda de chegada. Esse equipamento pode ser visto na figura 3.5



Figura 3.5: Equipamento pundit (Proceq, 2009).

Primeiramente calibra-se a onda p (em uma amostra de acrílico específica) e mede-se a velocidade da onda p no corpo de prova (que pode estar na posição horizontal). A onda p serve como uma media de segurança a medida as onde s já que ela é teoricamente o dobro da p. (Figuras 3.6 e 3.7)



Figura 3.6: Calibrando a onda p.



Figura 3.7: Medindo a onda p.

Então é feita a calibração, também na amostra de acrílico e a medida da onda s (Figura 3.8), em que o CP necessita estar na vertical, com os sensores centralizados em suas faces. Com o valor da onda s se calcula o modulo de cisalhamento conforme equação do capítulo 2.

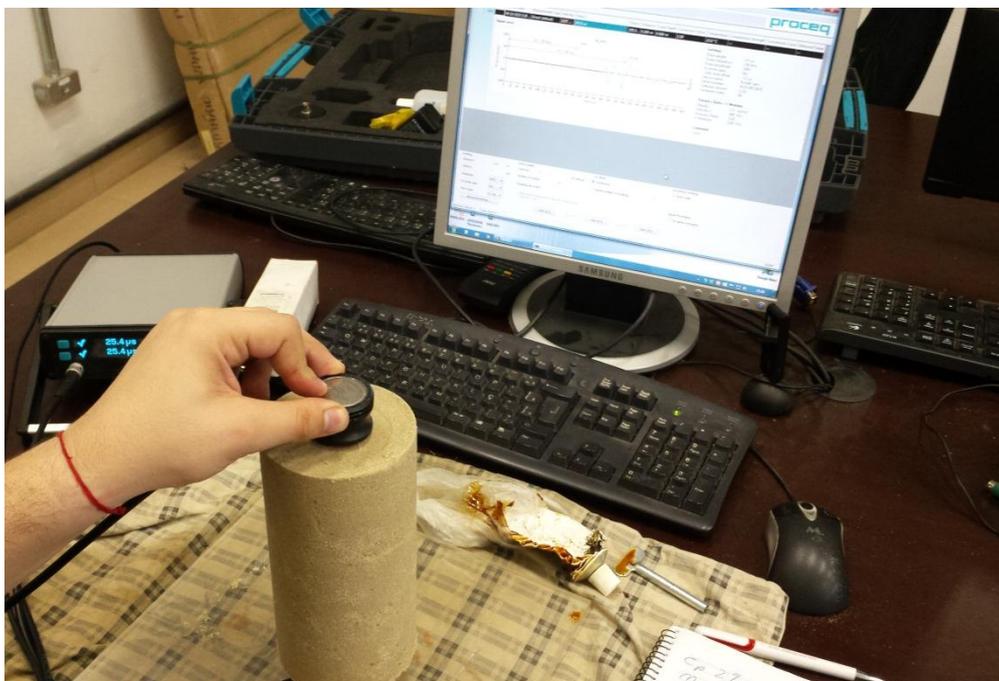


Figura 3.8: Medindo a onda s

### 3.3.3 Ensaio de Módulo de Resiliência

#### 3.3.3.1 Calibração do equipamento

Para realização dos ensaios de módulo foi necessário calibrar o equipamento existente no laboratório para obtenção do pulso de carga repetidas com frequência de 1 Hz (60 ciclos por minuto) e a duração é de cerca de 0,10 segundo, com formato, amplitude e duração especificados pela norma ASSHTO 307-99 e DNIT 135 (Figura 3.9) os resultados dessa calibração são apresentados na tabela 3.4.

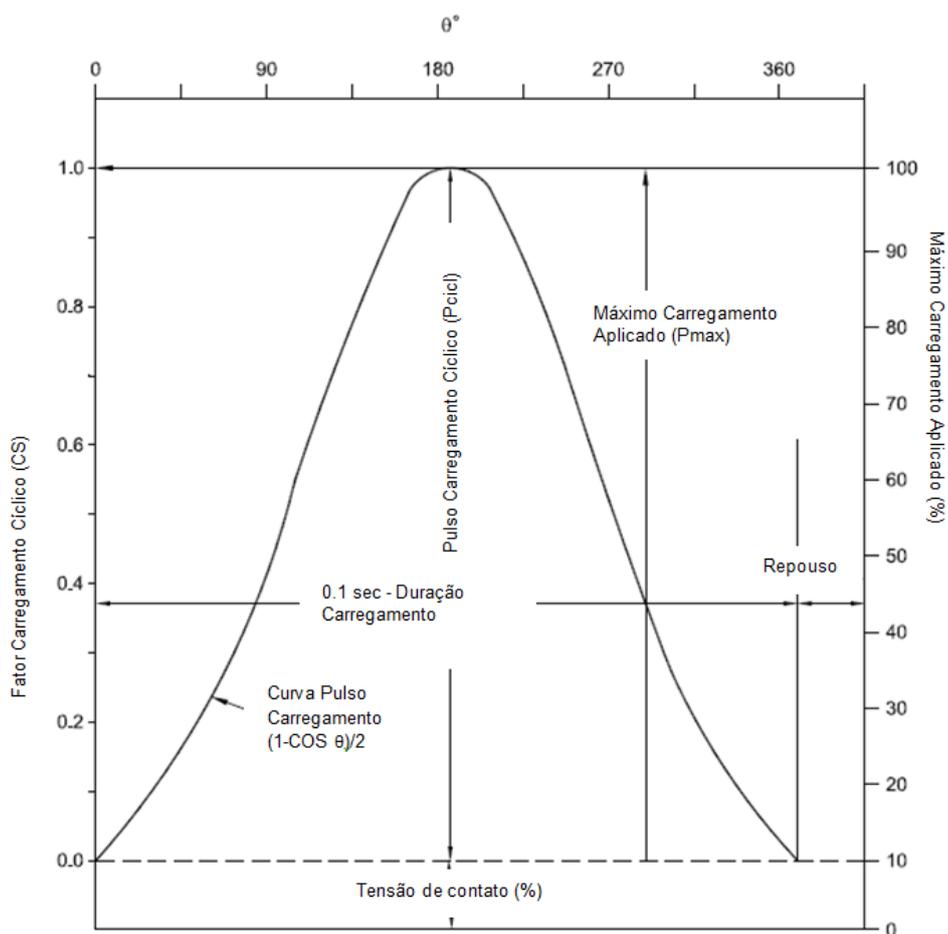


Figura 3.9: Curva do carregamento de ensaio de MR (Adaptado de AASHTO-307, 1999).

Tabela 3.4: Pontos do ensaio de MR e calibração do equipamento do laboratório.

AASHTO T 307-99 (2007)				-	Equipamento MR LEGG		
	Pressão Confinante (kPa)	Tensão Axial (kPa)	Repetições	-	Pressão na Solenoide (kPa)	Abertura controle (mm)	Tempo Abertura (seg)
0	103,4	103,4	500/1000	-	165	0,66	0,045
1	20,7	20,7	100	-	130	0,45	0,05
2	20,7	41,4	100	-	135	0,61	0,05
3	20,7	62,1	100	-	215	0,61	0,05
4	34,5	34,5	100	-	230	0,45	0,05
5	34,5	68,9	100	-	240	0,61	0,045
6	34,5	103,4	100	-	165	0,66	0,045
7	68,9	68,9	100	-	240	0,61	0,045
8	68,9	137,9	100	-	225	0,66	0,045
9	68,9	206,8	100	-	340	0,66	0,045
10	103,4	68,9	100	-	240	0,61	0,045
11	103,4	103,4	100	-	165	0,66	0,045
12	103,4	206,8	100	-	340	0,66	0,045
13	137,9	103,4	100	-	165	0,66	0,045
14	137,9	137,9	100	-	225	0,66	0,045
15	137,9	275,8	100	-	260	0,72	0,045

A primeira metade da tabela é dada pela norma, a segunda metade é o resultado da calibração em laboratório, a pressão que chega na válvula e seu tempo de abertura são controlados eletronicamente, já a abertura do controle de fluxo tem que ser ajustada manualmente e o valor na tabela 3.4 corresponde a abertura em milímetros da rosca do controle na figura 3.10. essa peça tem função de suavizar os pulsos evitando que eles fiquem quadrados.



Figura 3.10: Válvula de controle de fluxo.

As figuras 3.11 e 3.12 demonstram a calibração de dois pontos do ensaio, como a conferência aos três aspectos de interesse da curva: homogeneidade (todos os pulsão são semelhantes), tempo (pulso de 100 mseg) e forma (curva seno nem triangular nem ovalada).

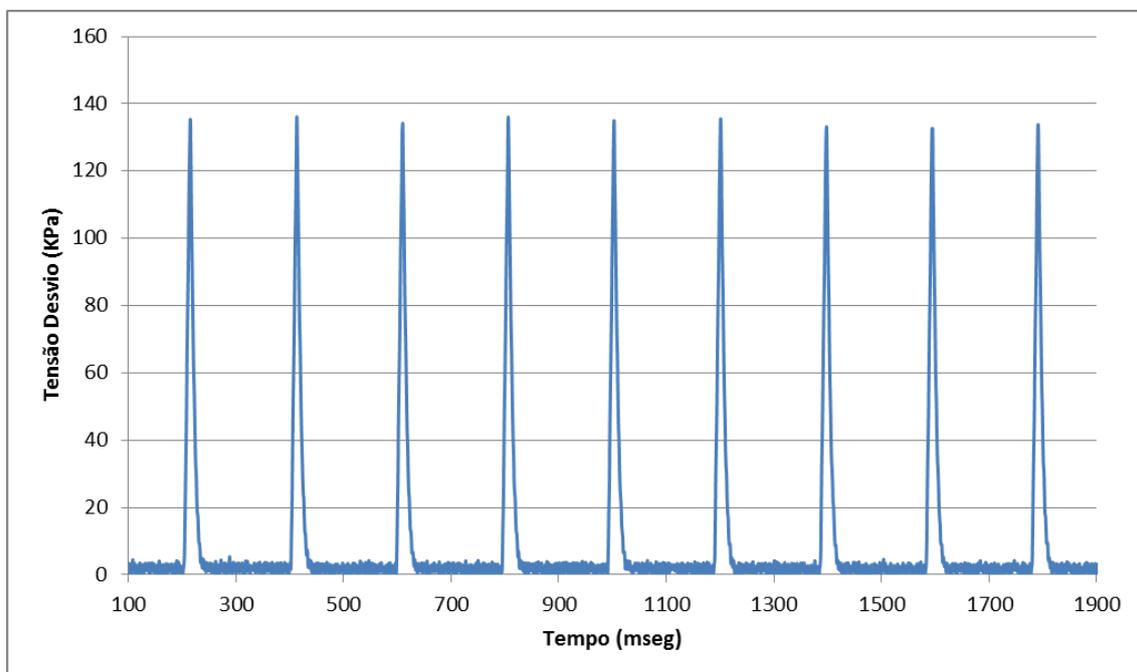


Figura 3.11: MR – Calibração do pulso – homogeneidade.

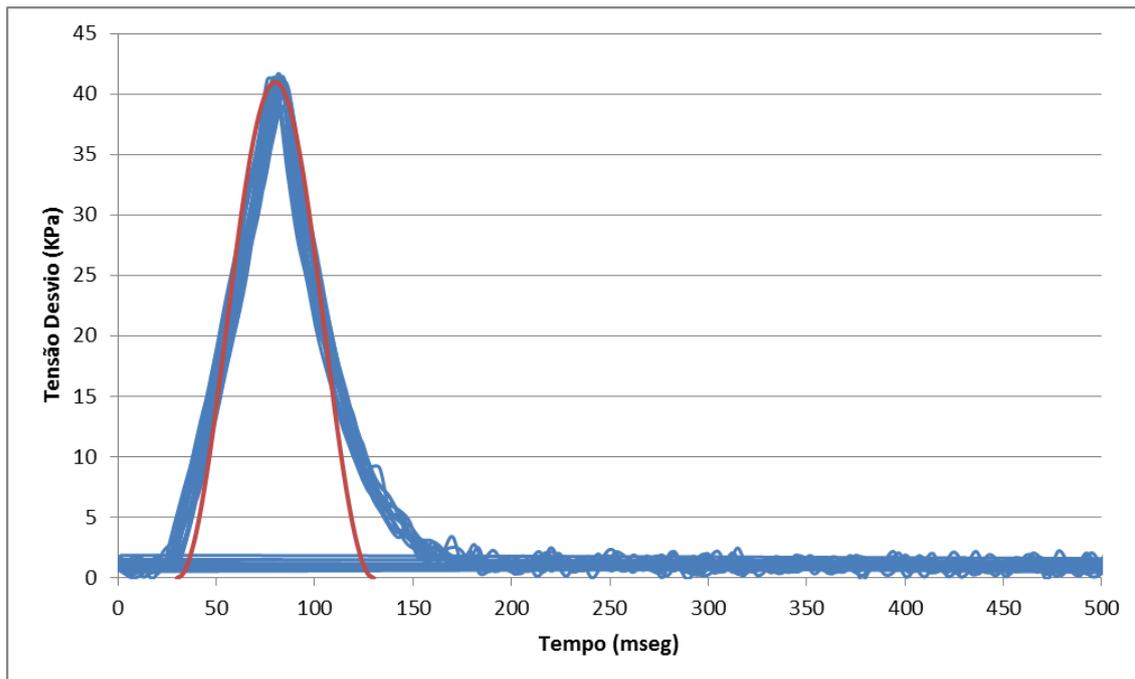


Figura 3.12: MR – Calibração do pulso – tempo e forma

### 3.3.3.2 Procedimentos de Ensaio

A aparelhagem necessária está esquematizada na Figura 3.13, sendo constituída de:

- a) Prensa: estrutura de suporte, base ou suporte vertical da célula triaxial, cilindro de pressão a ar comprimido com pistão de carga;
- b) Célula ou câmara triaxial, para ensaiar amostras de solo sob ação de cargas verticais repetidas;
- c) Sistema pneumático de carregamento, composto de:
  - Válvulas reguladoras de pressão de ar comprimido, para aplicação da tensão-confinante
  - Válvula solenoide de três vias do carregamento vertical (pressão de ar, tempo de carregamento e frequência);
- d) Sistema de medição do deslocamento vertical do corpo-de-prova sob carregamento repetido, constituído de:
  - Dois sensores internos de efeito Hall e um sensor externo de medição linear

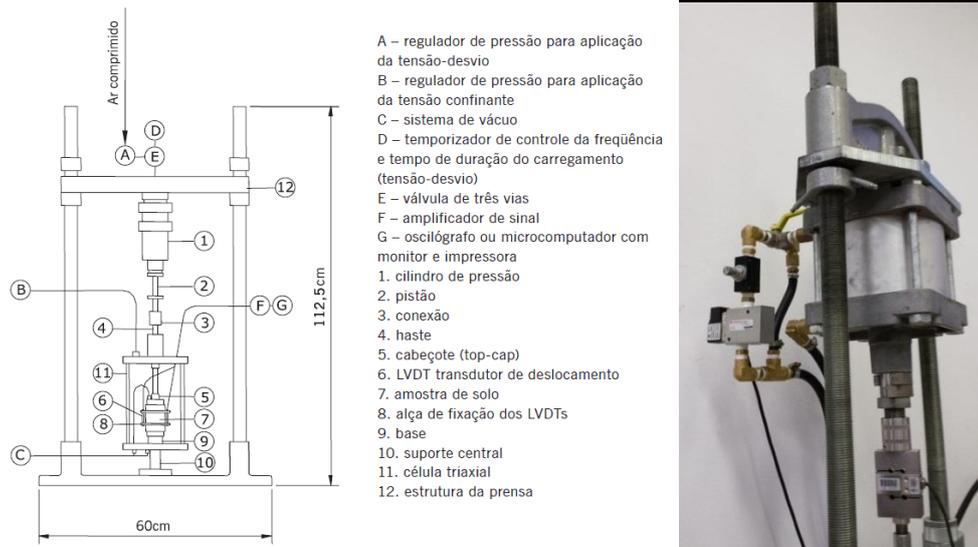


Figura 3.13: Equipamento para ensaio de MR (a) Esquema norma do DNIT (b) Equipamento instalado no LEGG.

### 3.3.3.3 Montagem do Equipamento

O corpo de prova é colocado dentro do equipamento isolado por uma membrana impermeável, são acondicionados os medidores de deslocamentos internos colados a membrana. E então a câmara é montada e enchida parcialmente (uma porção de ar é deixada para poder absorver os impactos do pistão) (Figura 3.14).



Figura 3.14: (a) amostra instrumentada (b) equipamento montado pronto para início do ensaio

### 3.3.3.4 Acondicionamento

Antes de iniciar o ensaio propriamente dito de determinação do módulo de resiliência, aplica-se uma sequência de carregamentos dinâmicos com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência. A frequência das cargas repetidas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) e a duração é de cerca de 0,10 segundo.

Aplica-se 500 repetições para o par de tensão desvio e tensão confinante constante da Tabela 3.4, verificando-se a estabilidade das deformações, em caso negativo executa-se mais 500 repetições. (Figura 3.15)

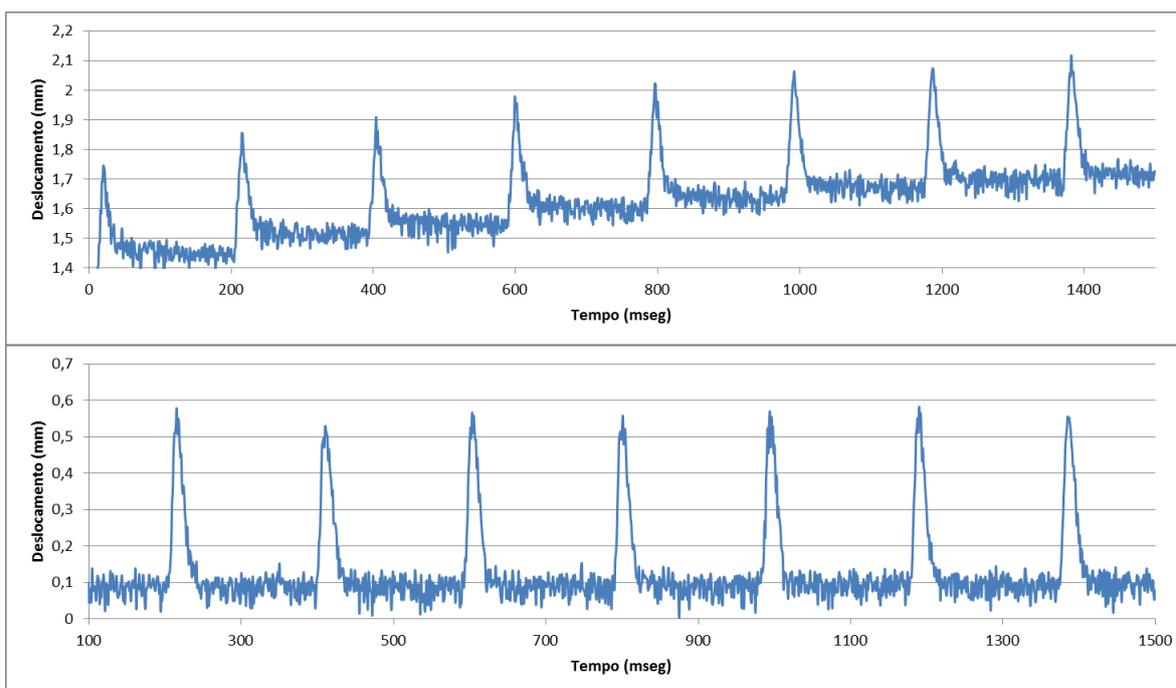


Figura 3.15: (a) Deformações antes do acondicionamento (b) Deformações após o acondicionamento

### 3.3.3.5 Determinação do módulo de resiliência

Após a fase de condicionamento deve ser iniciado o procedimento para determinação do módulo de resiliência, com aplicação de sequência de 15 pares das tensões indicadas na Tabela 3.4, para obtenção das leituras das deformações recuperáveis após 100 repetições de carga. Isto é feito medindo-se 200 pontos por segundo para os 10 últimos pulsos de cada par. O ensaio é controlado e os parâmetros aferido por um software desenvolvido no próprio laboratório.

Com os valores obtidos são calculados os módulos de resiliência para cada par de tensões, por meio das expressões:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R}$$

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{H_0}$$

Onde:

MR = módulo de resiliência, kPa;

$\sigma_d$  = Tensão desvio aplicada repetidamente, kPa;

$\varepsilon_R$  = Deformação específica resiliente;

$\Delta h$  = deformação resiliente registrada no computador,  
cm;

$H_0$  = distância entre alças, cm.

### 3.3.4 Ensaio de Compressão Simples

Ensaio padrão realizado após a segunda tomada do módulo de cisalhamento, o corpo de prova é colocado em um prensa que aumenta a tensão vertical com velocidade controlada até a sua ruptura, a força nesse momento é lida em um anel e convertida e tensão de ruptura a compressão simples ( $q_u$ ). A figura 3.16 trás uma ruptura típica (CP\_5%\_0,7).

Para evitar transmissão de momento existe uma rótula entre o anel e o top cap que vai sob a amostra.



Figura 3.16: Ruptura típica a compressão simples.

### 3.3.5 Ensaio de Sucção

Após a ruptura a compressão simples foi retirada uma pequena porção inteira do centro dos corpos de prova (Figura 17) para mediada da sucção e foram retiradas também três capsulas para medida da umidade do solo nesse estado, dado a correlação direta deste parâmetro com a sucção.



Figura 3.17: Corpo de prova desmontado para retirada da amostra de sucção e umidade após os ensaios.

Conforme discutido no capítulo 2 a sucção neste trabalho foi medida pela técnica do papel filtro, segundo a norma ASTM-D5298/94.

A técnica consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato direto com a amostra de solo até que seja estabelecido o equilíbrio de sucção mátrica entre a amostra e o papel. A sucção de equilíbrio é estimada através da curva de calibração do papel filtro. O papel filtro utilizado nesta pesquisa foi Whatman n° 42, e as equações de calibração adotadas foram as propostas por Chandler et al. (1986). De acordo com Marinho (1997), o papel Whatman n° 42 tem capacidade de absorção de umidade da ordem de 6% a 175% (sucções entre 3 kPa e 29.000 kPa).

O método do papel filtro é relativamente simples, entretanto certas precauções devem ser adotadas durante a execução da técnica para evitar erros no valor de sucção medido. O procedimento é descrito a seguir.

Inicialmente dois pedaços de papel filtro, com área superior a  $2 \text{ cm}^2$ , foram colocados na parte superior de um pedaço maior de papel filtro, este em contato direto com a

amostra, conforme Figura 18 a. O papel filtro foi utilizado diretamente da caixa (condição seco ao ar) e seu manuseio durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica. A amostra, com os dois pedaços de papel filtro, foi envolta por em três envoltórias de papel filme e então identificada. Todos estes cuidados visavam garantir que o fluxo ocorresse somente entre o solo e o papel, sem interferência do ambiente externo. Após embrulhada, a amostra foi colocada em uma caixa de isopor até que o equilíbrio de sucção fosse alcançado (Figura 18 b). Essa caixa era armazenada no LEGG que é climatizado, com temperatura controlada de 23°C e variação de  $\pm 2^\circ\text{C}$ . Os tempos de equilíbrio adotado foi de 14 dias.

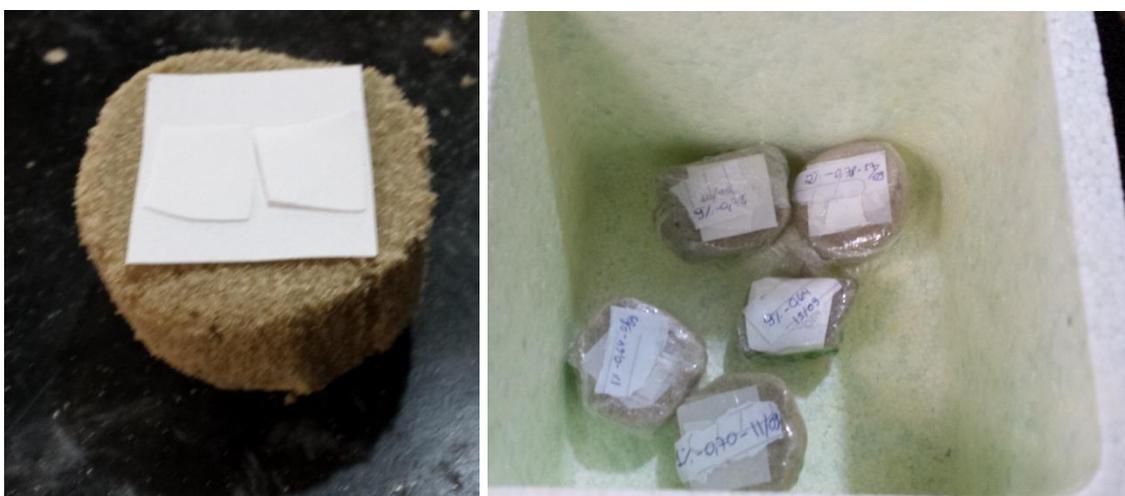


Figura 3.18: Ensaio de sucção: a) Posicionamento do papel filtro  
b) Armazenamento até o equilíbrio

Após o equilíbrio de sucção ser alcançado, cada papel filtro foi rapidamente removido da amostra e colocado dentro de um recipiente de vidro com tampa. O peso do papel filtro úmido foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001 g. Depois de obtido o peso úmido, cada papel filtro foi retirado do vidro, colocado em uma tampa de cápsula e seco em uma estufa de 60°C durante 48 horas. Essa estufa foi escolhida para evitar a queima do papel filtro. Após secagem, o papel filtro foi rapidamente recolocado no recipiente de vidro, para determinação de seu peso seco. A partir destes dados se calculou o teor de umidade do papel filtro.

Com o teor de umidade dos papéis filtro e sua curva de calibração, a média da sucção dos dois papéis filtro (considerada equivalente à da amostra) foi obtida para cada uma das amostras ensaiadas.

### 3.3.6 Ensaio de Vida de fadiga

#### 3.3.6.1 Projeto do equipamento

Para realização do ensaio, foi projetado e construído um equipamento de carregamentos cíclicos na compressão diametral (Figura 3.11). Segundo as recomendações da norma britânica BS EM 12697-24:2004. O projeto completo pode ser encontrado no apêndice C. E utiliza o mesmo sistema de aplicação de carga que o triaxial cíclico constituído de um pistão pneumático e uma solenoide eletrônica controlada por computador através de um rele de editado solido, além disso o sistema conta com uma célula de carga, dois medidores de distancia linear (Figura 3.2), uma controladora de pressão eletrônica, um botijão de gás para capacitância do sistema a ar e uma caixa de aquisição de dados.



Figura 3.19: Equipamento para ensaio de vida de fadiga.

#### 3.3.6.2 Procedimento de Ensaio

O ensaio de vida de fadiga é análogo ao de módulo de resiliência seguindo o mesmo carregamento (formato de pulso) poderem com o dobro da frequência (2Hz), até sua ruptura, ou por critério desta pesquisa até 50.000 (cinquenta mil) ciclos, medindo-se o número de repetições necessárias para tanto (N) e a deformação radial ao longo do tempo.

A norma recomenda um esforço de tração de 250kPa ou a experiência do operador, como esse valor é muito alto para o solo estudado (Vide capítulo 2) e um valor muito baixo poderia levar a um ensaio muito longo, após vários testes estipulou-se a tensão de ensaio em 90% da tensão de ruptura a tração obtida pelo modelo de Consoli et al 2010.



Figura 3.20: Detalhe no suporte dos medidores de distancia linear

As amostras utilizadas foram moldadas com os mesmos procedimentos e teores que as de módulo de resiliência com 10 centímetros de diâmetro e 5,0 centímetros de altura, moldadas em uma única camada e compactadas manualmente com um soquete. Curados por sete dias, ensacado para não perderem umidade e então ensaiados (Figura 3.21).



Figura 3.21: Ruptura típica por tração no ensaio de fadiga

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse Capítulo são apresentados os resultados obtidos na fase experimental e respectivas análises, além de correlações envolvendo esses resultados e o fator  $\eta/\text{Civ}$ .

Pontua-se:

Os dados de moldagem de cada um dos corpos de prova (CPs) e checagem de seus parâmetros de controle encontram-se no Apêndice A. A Tabela 4.1 apresenta um pequeno resumo destes valores, onde as amostras são identificadas por um código no formato CP\_X%\_Y em que X representa a porcentagem de cimento em relação ao peso seco e Y o índice de vazios.

Tabela 4.1: Resumo das características dos CPs ensaiados.

n	Código CP	$\eta/\text{Civ}$	Peso Esp. Apar. Seco - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Diâmetro inicial (cm)	Altura inicial (cm)
1	CP_1%_0,78	94,28	1,49	10,00	20,0
2	CP_1%_0,70	85,46	1,55	10,03	20,0
3	CP_1%_0,64	78,11	1,61	10,03	19,9
4	CP_2%_0,78	47,08	1,49	10,03	19,9
5	CP_2%_0,70	43,32	1,55	10,03	20,1
6	CP_2%_0,64	39,67	1,60	10,03	20,0
7	CP_3%_0,78	31,71	1,50	10,00	20,0
8	CP_3%_0,70	28,78	1,56	10,03	19,9
9	CP_3%_0,64	25,71	1,63	10,00	19,9
10	CP_5%_0,78	19,72	1,49	10,03	20,0
11	CP_5%_0,70	17,57	1,56	10,03	19,9
12	CP_5%_0,64	15,97	1,62	10,03	19,9
13	CP_7%_0,78	13,99	1,51	10,00	20,0
14	CP_7%_0,70	12,89	1,56	10,03	20,1
15	CP_7%_0,64	11,55	1,63	10,03	19,9
16	CP_9%_0,78	11,10	1,51	10,00	20,1
17	CP_9%_0,70	10,16	1,57	10,03	20,1
18	CP_9%_0,64	9,15	1,63	10,03	19,9

#### 4.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

Primeiramente apresenta-se, na tabela 4.2, os resultados dos ensaios de ruptura a compressão simples ( $q_u$ ), reforçando que os CPs rompidos já haviam sido previamente submetidos ao ensaio de módulo de resiliência.

Tabela 4.2: Resultados dos ensaios de resistência a compressão simples.

Código CP	$\eta/Civ$	Leitura anel de 10kN	Tensão de ruptura comp. $q_u$ (kPa)
CP_1%_0,78	94,28	80	53,36
CP_1%_0,70	85,46	110	71,14
CP_1%_0,64	78,11	150	95,32
CP_2%_0,78	47,08	180	113,45
CP_2%_0,70	43,32	240	149,72
CP_2%_0,64	39,67	375	231,32
CP_3%_0,78	31,71	480	296,75
CP_3%_0,70	28,78	655	400,56
CP_3%_0,64	25,71	710	436,70
CP_5%_0,78	19,72	820	500,29
CP_5%_0,70	17,57	1060	645,36
CP_5%_0,64	15,97	1410	856,92
CP_7%_0,78	13,99	1465	896,11
CP_7%_0,70	12,89	1575	956,65
CP_7%_0,64	11,55	1790	1086,61
CP_9%_0,78	11,10	430*	1262,67
CP_9%_0,70	10,16	450*	1312,48
CP_9%_0,64	9,15	510*	1487,02

\*Anel de 50kN

Com esses dados foi possível correlacionar  $q_u$  com  $\eta/Civ$  e esta relação foi então comparada aos resultados de Caberlon (2008) e ao modelo proposto por Consoli et al (2010). Os resultados para os valores de  $\eta/Civ$  deste trabalho (ou os mais próximos disponíveis) são apresentados na figura 4.1.

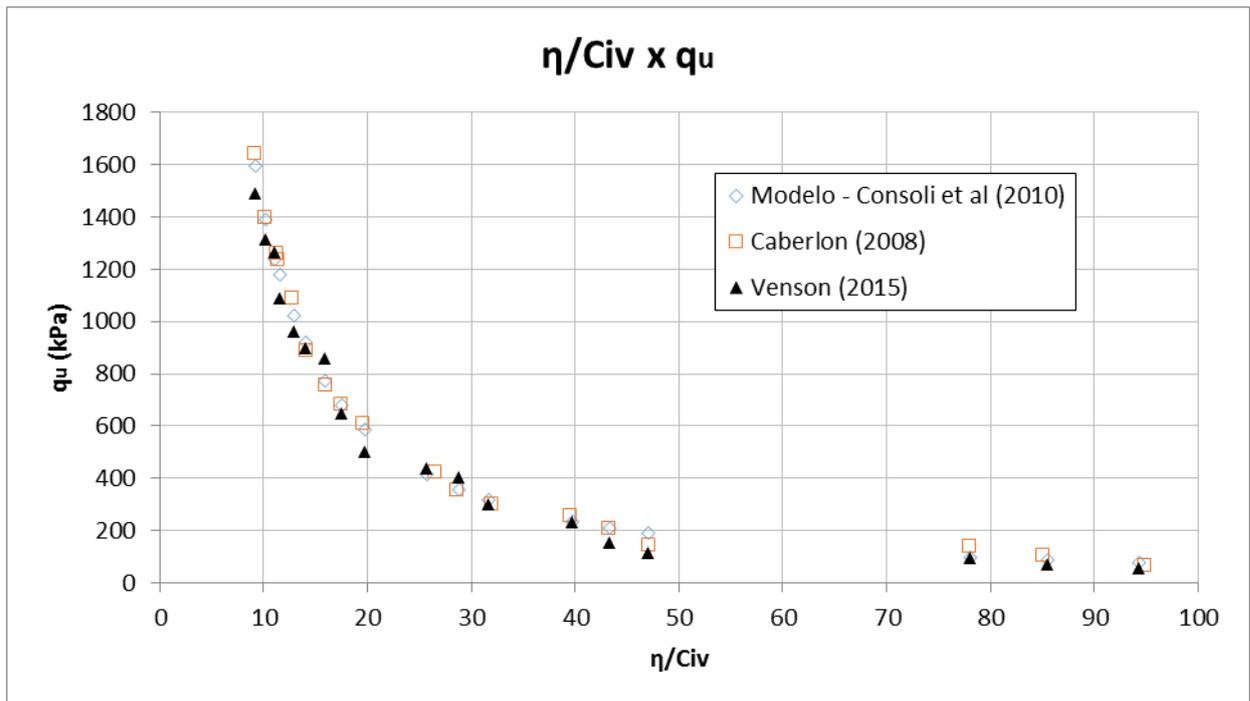


Figura 4.1: Comparação dos valores de  $q_u \times \eta/Civ$  com a bibliografia.

Como esperado os resultados são em sua maioria ligeiramente inferiores aos do modelo, o que se deve principalmente a quebra da cimentação e/ou surgimento de micro trincas na estrutura da amostra já ensaiada, principalmente nos corpos de prova de maior  $\eta/Civ$  (menor cimentação), entretanto a resposta é considerada satisfatória e visualmente ainda se comporta segundo o modelo.

## 4.2 MÓDULO DE CISALHAMENTO

Os resultados dos ensaios de módulo de cisalhamento são apresentados na tabela 4.3, onde por convenção adota-se  $G_0$  para o módulo cisalhante inicial, considerado aqui aquele antes do ensaio de módulo de resiliência, e simplesmente  $G$  para o módulo de cisalhamento do corpo de prova depois do ensaio de MR

Tabela 4.3: Resultados do ensaios de módulo de cisalhamento.

Módulo de cisalhamento (antes e depois do ensaio de MR)							
Código CP	$\eta/\text{Civ}$	Desloc. não recuperável total (mm)	Altura final (cm)	Tempo ondas (antes)	Tempo ondas (depois)	$G_0$ (Mpa) (antes)	$G$ (Mpa) (depois)
CP_1%_0,78	94,28	7,2	19,31	392,9	440,1	386,24	286,10
CP_1%_0,70	85,46	5,4	19,49	371,3	403,6	451,07	361,46
CP_1%_0,64	78,11	2,5	19,68	345,10	372,4	536,15	448,95
CP_2%_0,78	47,08	3,6	19,57	330,3	354,7	544,19	455,01
CP_2%_0,70	43,32	2,1	19,86	303,4	321,2	677,35	591,77
CP_2%_0,64	39,67	1,8	19,82	287,7	309,4	775,59	658,59
CP_3%_0,78	31,71	2,2	19,75	268,7	295,6	825,63	667,25
CP_3%_0,70	28,78	1,2	19,78	257,9	270,1	927,79	835,70
CP_3%_0,64	25,71	1	19,80	241,4	278,7	1108,03	822,95
CP_5%_0,78	19,72	1,3	19,90	247,9	267,2	970,82	824,83
CP_5%_0,70	17,57	0,7	19,83	188,7	266,5	1737,51	865,00
CP_5%_0,64	15,97	0,5	19,88	181,4	207,2	1960,66	1495,25
CP_7%_0,78	13,99	0,8	19,95	181,4	195,9	1836,83	1562,42
CP_7%_0,70	12,89	0,7	20,03	178,3	179,6	1982,42	1940,24
CP_7%_0,64	11,55	0,4	19,89	162,9	165,3	2441,65	2361,75
CP_9%_0,78	11,10	0,5	20,05	159,3	164,2	2399,88	2247,56
CP_9%_0,70	10,16	0,2	20,05	156,8	158,9	2563,97	2491,67
CP_9%_0,64	9,15	0,1	19,89	144,8	145,3	3085,05	3060,77

O módulo de cisalhamento de depois, conforme visto no capítulo 3, é calculado utilizando a altura final da amostra que é igual a altura inicial menos o deslocamento não recuperável do ensaio de MR. Melhor elucidando a diferença entre os valores dos módulos a Figura 4.2 e 4.3 mostra as ondas s de um ensaio típico.

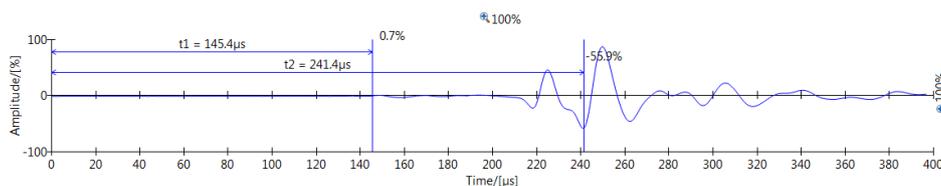


Figura 4.2: Onda s CP\_3\_0,64 antes do ensaio de MR.

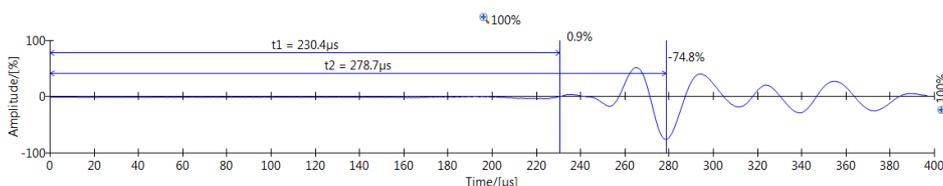


Figura 4.3: Onda s CP\_3\_0,64 depois do ensaio de MR.

Percebe-se claramente que após o ensaio a onda s leva mais tempo para atravessar o corpo de prova, o que deve-se novamente a quebra da cimentação e/ou surgimento de micro trincas durante o ensaio de MR acarretando a diminuição do módulo de cisalhamento em todos os casos.

Nas figuras 4.4 e 4.5 buscou-se correlacionar os módulos de cisalhamento tanto antes como depois do ensaio com o  $\eta/\text{Civ}$ .

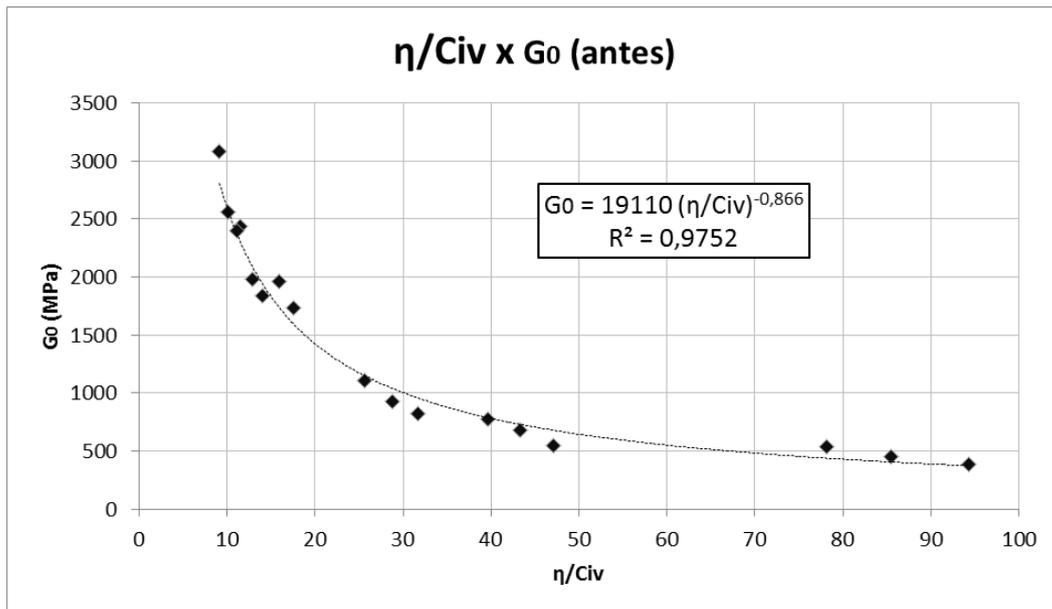


Figura 4.4: Módulo de cisalhamento antes do ensaio de MR em função do  $\eta/\text{Civ}$ .

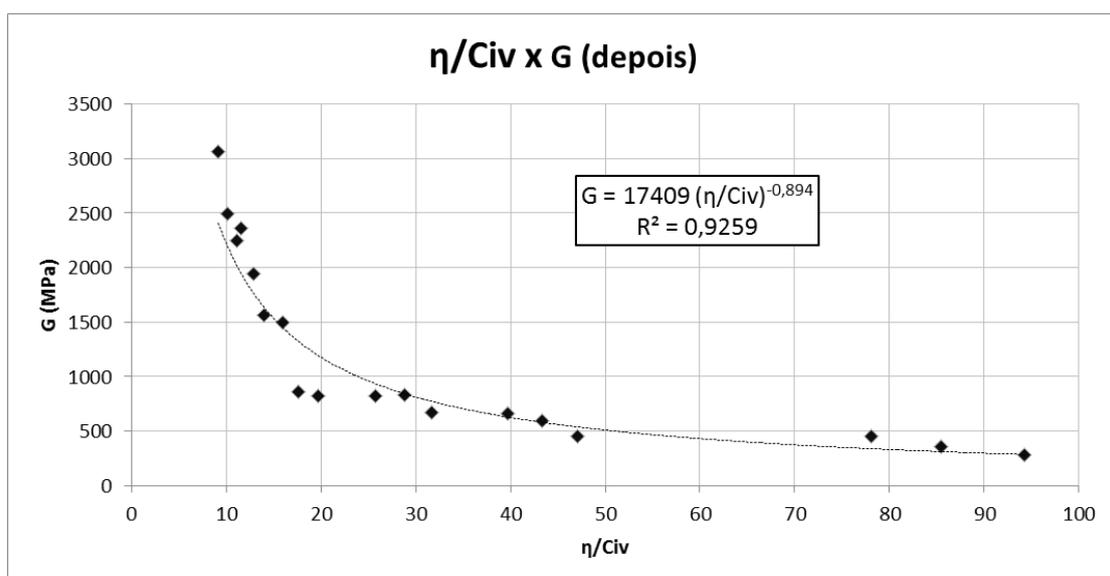


Figura 4.5: Módulo de cisalhamento depois do ensaio de MR em função do  $\eta/\text{Civ}$ .

Inicialmente visualiza-se facilmente a queda da magnitude dos valores e a perda parcial da homogeneidade da curva, uma vez que os danos a estrutura da amostra no ensaio de MR são de difícil controle e quantificação. Isto posto, obtiveram-se excelentes correlações com  $\eta/Civ$ , principalmente para  $G_0$ , demonstrando a viabilidade de sua utilização deste para previsão deste parâmetro, para uma areia cimentada.

Ainda considerando os resultados de  $G_0$ , a figura 4.6 mostra sua relação com a resistência a compressão simples.

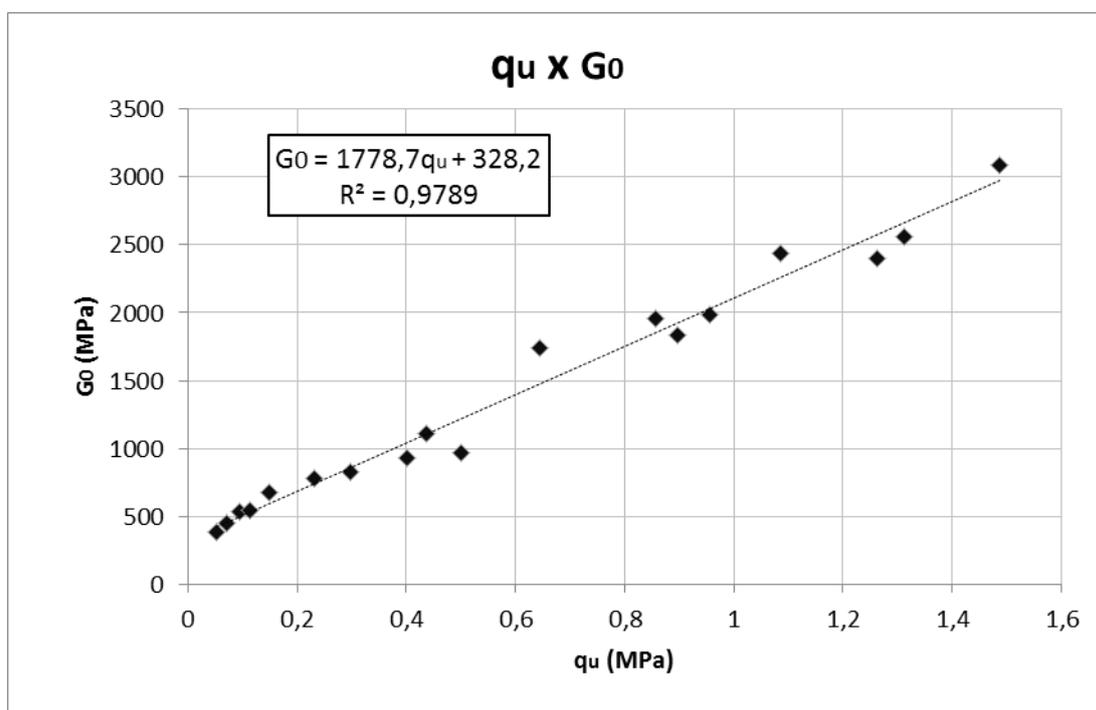


Figura 4.6: Relação entre  $q_u$  e  $G_0$  para os CPs ensaiados.

A relação é novamente muito boa, porém já esperada neste caso, apenas confirmado a qualidade das amostras moldadas e dos métodos de ensaio utilizados, mesmo que  $q_u$  tenha sido obtido das amostras já deformadas.

### 4.3 SUCCÃO

Os resultados dos ensaios de sucção são expostos na tabela 4.4, demonstrando o preciosismo na magnitude de cada medida, e justificando a elevada quantidade de pontos que apresentaram problemas na coleta de dados (5).

Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de sucção.

<b>Sucção</b>										
<b>Umi. depois. (%)</b>	<b>Tara I (g)</b>	<b>P. papel umido I (g)</b>	<b>P. papel seco I (g)</b>	<b>Umidade I (%)</b>	<b>Tara II (g)</b>	<b>P. papel umido II (g)</b>	<b>P. papel seco II (g)</b>	<b>Umidade II (%)</b>	<b>Umidade média (%)</b>	<b>Sucção (kPa)</b>
9,41	4,5123	4,5497	4,5269	156,16%	11,2601	11,2934	11,2742	136,17%	146,17%	<b>4,80</b>
9,47	5,1449	5,1848	5,1642	106,74%	17,4079	17,4410	17,4253	90,23%	98,48%	<b>12,78</b>
9,45	11,2708	11,3039	11,2883	89,14%	11,5080	11,5416	11,5254	93,10%	91,12%	<b>15,49</b>
9,5	11,4748	11,5071	11,4956	55,29%	4,5145	4,5446	4,5340	54,36%	54,82%	<b>54,62</b>
9,01	6,4375	6,4671	6,4544	75,15%	4,2784	4,3134	4,2993	67,46%	71,31%	<b>28,46</b>
9,43	11,4737	11,4979	11,4890	58,17%	4,5144	4,5390	4,5298	59,74%	58,96%	<b>45,61</b>
8,94	5,1505	5,1724	5,1659	42,21%	4,5144	4,5393	4,5303	56,60%	49,41%	<b>70,70</b>
9,23	4,4530	4,4756	4,4684	46,75%	4,2930	4,3142	4,3079	42,28%	44,52%	<b>117,76</b>
8,98	17,4050	17,4278	17,4217	36,53%	4,5142	4,5278	4,5242	36,00%	36,26%	<b>384,07</b>
9,11	7,4416	7,4519	7,4491	37,33%	7,3266	7,3398	7,3371	25,71%	31,52%	<b>757,21</b>
8,72	5,1438	5,1667	5,1603	38,79%	17,4010	17,4213	17,4179	20,12%	29,45%	<b>1018,63</b>
8,76	4,2642	4,2869	4,2813	32,75%	4,4923	4,5178	4,5131	22,60%	27,67%	<b>1314,56</b>
8,92	6,4345	6,4575	6,4527	26,37%	4,2774	4,2998	4,2958	21,74%	24,06%	<b>2206,45</b>

Os valores de sucção são considerados adequados, tendo em conta a relativamente baixa umidade de moldagem (10%) e umidade menor ainda que os CPs apresentavam (Umi. depois) no momento da preparação da amostra. Novamente, em posse desses valores traçou-se uma correlação com  $\eta/C_{iv}$  (Figura 4.7).

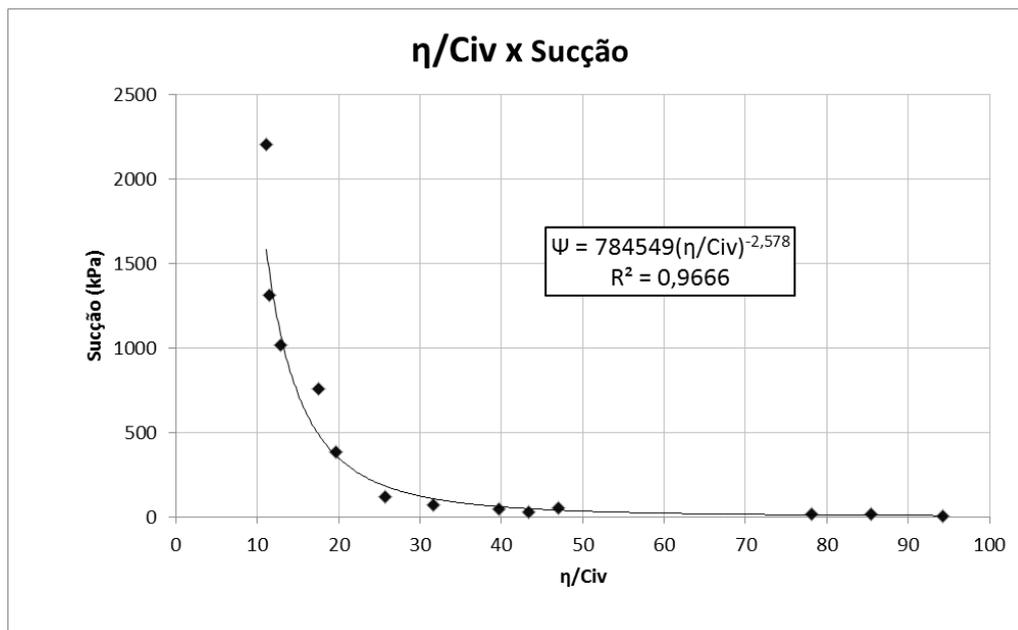


Figura 4.7: Relação entre a sucção e o  $\eta/Civ$ .

O resultado é uma relação bastante satisfatória e comprova a possibilidade de se utilizar o  $\eta/Civ$  para obtenção desse parâmetro em solos granulares cimentados, o que pode ser de grande auxílio no estudo destes solos em condição não saturada.

#### 4.4 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os ensaios de módulo de resiliência, como salientado no capítulo 3, produzem em um grande conjunto de dados, apresenta-se aqui um resumo já com os valores de ensaio convertido em módulo de resiliência.

Na tabela 4.5 são apresentados os resultados típicos de um ensaio, aqui mais especificamente o CP\_3%\_0,78, e seus constituintes (os pares de tensão confinante e desvio de cada ponto, o deslocamento resiliente recuperável causado pelos ciclos finais daquele ponto, a distância entre sensores internos de deslocamento, a deformação resiliente e o módulo para aquele ponto).

Tabela 4.5: Resultados do ensaio de MR do CP\_3%\_0,78.

Ponto	Tensão Conf. (Mpa)	Tensão Desv. (Mpa)	Desloc. rec.(mm)	Comprimento inicial (mm)	eres (%)	MR (Mpa)
1	0,0207	0,0207	0,005	132,67	0,004	549,24
2	0,0207	0,0414	0,006	132,67	0,005	915,40
3	0,0207	0,0621	0,007	132,67	0,005	1176,94
4	0,0345	0,0345	0,007	132,67	0,005	653,86
5	0,0345	0,0689	0,008	132,67	0,006	1142,59
6	0,0345	0,1034	0,01	132,67	0,008	1371,77
7	0,0689	0,0689	0,009	132,67	0,007	1015,64
8	0,0689	0,1379	0,012	132,67	0,009	1524,56
9	0,0689	0,2068	0,02	132,67	0,015	1371,77
10	0,1034	0,0689	0,009	132,67	0,007	1015,64
11	0,1034	0,1034	0,013	132,67	0,010	1055,21
12	0,1034	0,2068	0,02	132,67	0,015	1371,77
13	0,1379	0,1034	0,009	132,67	0,007	1524,19
14	0,1379	0,1379	0,011	132,67	0,008	1663,16
15	0,1379	0,2758	0,02	132,67	0,015	1829,47

Como já citado estes resultados são típicos e representam bem o comportamento de todas as amostras ensaiadas, basicamente o módulo de resiliência aumenta com o aumento da tensão desvio (comportamento esperado para este tipo de solo conforme demonstrado no capítulo 2) e dentro de um mesmo nível de tensão confinante uma tensão desvio maior causa um deslocamento resiliente maior.

Deste ensaio pode-se obter gráficos que relacionam o MR com a tensão desvio, a tensão confinante e/ou a somatória das tensões principais, após todos os ensaios terem sido realizados e todos os gráfico de MR terem sido plotados para as três condições, conclui-se que aquele que melhor representava o comportamento do solo era aquele em função da somatória das tensões principais ( $\theta$ ), por possuir maior  $r^2$  dentre as relações diretas com um só parâmetro. A figura 4.8 ilustra esse gráfico para o ensaio acima, sendo que os dois eixos em logaritmo constituem a recomendação da norma para esse tipo de estudo.

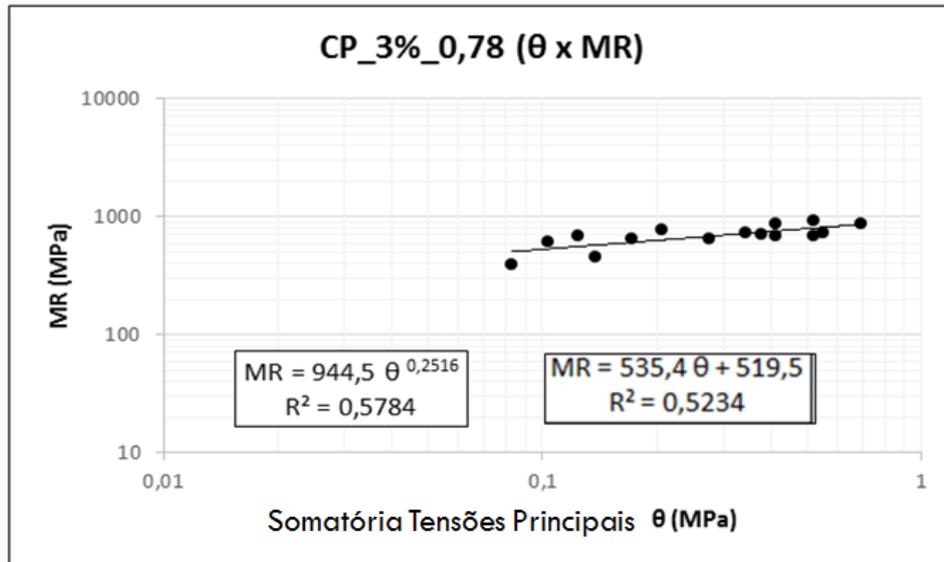


Figura 4.8: Resultado ensaio MR CP\_3%\_0,78.

Percebe-se o crescimento dos valores de MR com o aumento de  $\theta$ , porém não tão acentuado quanto esperado de um solo granular, isso se deve a cimentação do material. Na figura 4.8 são apresentadas também correlações matemáticas entre os parâmetros, tanto linear quanto potencial, e suas respectivas constantes, isso foi feito para todos os ensaios e utilizado para cálculo de uma relação de predição do MR conforme descrito mais adiante neste capítulo.

Nas tabelas 4.6 e 4.7 são apresentados os resultados dos valores de módulo de resiliência para todos os ensaios executados, organizados em ordem crescente do  $\eta/Civ$ .

Tabela 4.6: Resultados do ensaio de MR CPs de 1 a 9.

$\eta/C_{iv}$	94,28	85,46	78,11	47,08	43,32	39,67	31,71	28,78	25,71
<b>Código / Ponto</b>	1%_0,78	1%_0,70	1%_0,64	2%_0,78	2%_0,70	2%_0,64	3%_0,78	3%_0,70	3%_0,64
<b>1</b>	276,5	345,6	458,5	305,6	461,5	460,0	393,6	549,2	688,9
<b>2</b>	394,9	552,9	687,7	458,5	615,4	920,0	612,3	915,4	1102,2
<b>3</b>	487,9	691,2	825,2	550,2	830,8	1035,0	688,9	1176,9	1653,2
<b>4</b>	384,0	512,0	573,1	416,8	461,5	511,1	459,2	653,9	1148,1
<b>5</b>	460,1	657,3	763,0	572,3	658,4	706,7	655,1	1142,6	1528,6
<b>6</b>	493,2	863,1	916,0	687,0	922,2	1148,9	764,6	1371,8	1720,5
<b>7</b>	460,1	613,5	704,3	508,7	576,1	918,7	655,1	1015,6	1146,4
<b>8</b>	484,7	767,4	872,6	591,1	658,9	1149,2	734,2	1524,6	1529,7
<b>9</b>	502,2	812,3	858,8	687,0	728,0	1378,7	860,2	1371,8	1835,2
<b>10</b>	511,2	657,3	763,0	572,3	709,0	835,2	705,5	1015,6	1146,4
<b>11</b>	575,4	863,1	916,0	654,3	768,5	984,8	688,2	1055,2	1251,2
<b>12</b>	613,8	920,6	947,6	687,0	922,2	1198,8	917,6	1371,8	1966,2
<b>13</b>	552,4	690,5	723,2	624,6	864,5	1148,9	688,2	1524,2	1720,5
<b>14</b>	613,9	920,9	872,6	654,5	922,4	1313,3	734,2	1663,2	2039,6
<b>15</b>	669,7	969,3	1466,0	796,8	1153,0	1751,1	874,1	1829,5	3671,2

Tabela 4.7: Resultados do ensaio de MR CPs de 10 a 18.

$\eta/C_{iv}$	19,72	17,57	15,97	13,99	12,89	11,55	11,10	10,16	9,15
<b>Código / Ponto</b>	5%_0,78	5%_0,70	5%_0,64	7%_0,78	7%_0,70	7%_0,64	9%_0,78	9%_0,70	9%_0,64
<b>1</b>	552,9	549,2	687,7	345,6	693,5	916,9	462,3	923,1	1373,1
<b>2</b>	789,9	1098,5	1100,3	460,8	1109,5	1375,4	554,8	1384,6	2746,2
<b>3</b>	1184,8	1373,1	1375,4	460,8	1386,9	2063,1	520,1	1661,5	2746,2
<b>4</b>	576,0	653,9	916,9	576,0	770,5	1146,2	660,4	923,1	2288,5
<b>5</b>	1022,4	1142,6	1831,2	613,5	1154,1	1831,2	710,2	1152,2	3046,9
<b>6</b>	1150,8	1371,8	2290,1	690,5	1539,5	2748,1	729,2	1729,1	3429,4
<b>7</b>	1150,2	1015,6	1144,5	707,8	512,9	1308,0	710,2	1152,2	1828,1
<b>8</b>	1227,8	1829,5	2036,2	837,2	2053,2	2617,9	923,9	2049,8	3049,1
<b>9</b>	1104,8	1959,7	2498,3	890,9	2309,3	3053,5	989,7	2515,0	3919,4
<b>10</b>	920,2	1142,6	1526,0	920,2	1318,9	1831,2	1025,8	1536,2	2285,2
<b>11</b>	920,6	1371,8	1717,6	920,6	1539,5	2290,1	1065,8	2305,4	3429,4
<b>12</b>	1104,8	2110,4	2748,1	1104,8	2131,6	3053,5	1259,6	2515,0	3429,4
<b>13</b>	1255,4	1959,7	2290,1	1150,8	2309,3	2748,1	1259,6	2766,5	3429,4
<b>14</b>	1227,8	2032,7	2617,9	1227,8	2639,8	3054,2	1421,4	3074,7	4573,7
<b>15</b>	1227,8	2286,8	4072,3	1315,5	2842,9	4581,3	1759,9	3689,6	5227,1

Os valores como relatado seguem as tendência do ensaio apresentado, por sua vez a figura 4.9 apresenta conjuntamente os resultados das três amostras com 3% de cimento ensaiadas.

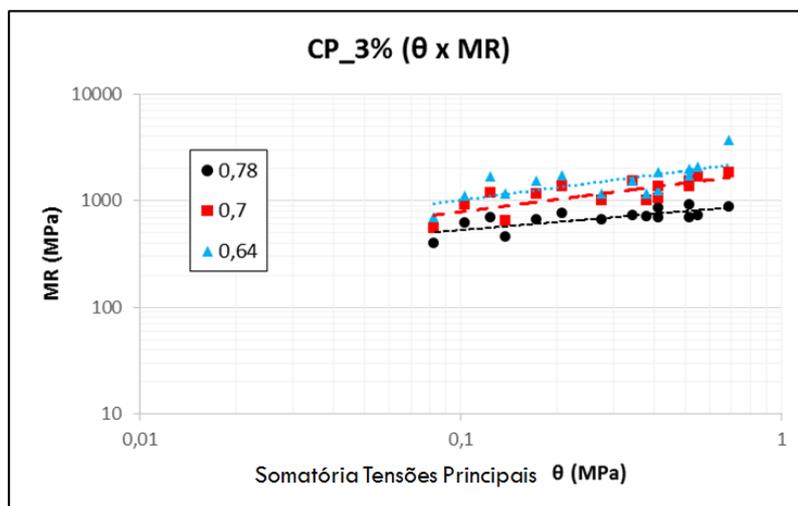


Figura 4.9: Resultados ensaio MR CP\_3% 0,78/0,70/0,64.

Desse gráfico conclui-se que o módulo de resiliência aumenta à medida que o índice de vazios diminui, para areias cimentadas, as linhas de tendência plotadas em tracejado ajudam a visualizar que o CP com índice de vazios menor tem maiores MR que o de índice de vazios intermediário que por sua vez tem maiores MR que o de menor índice de vazios, para cada ponto de  $\theta$  do ensaio. Na figura 4.10 é apontado um segundo tipo de análise, agora mantendo o índice de vazios constante ( $e$ ) e variando o nível de cimentação.

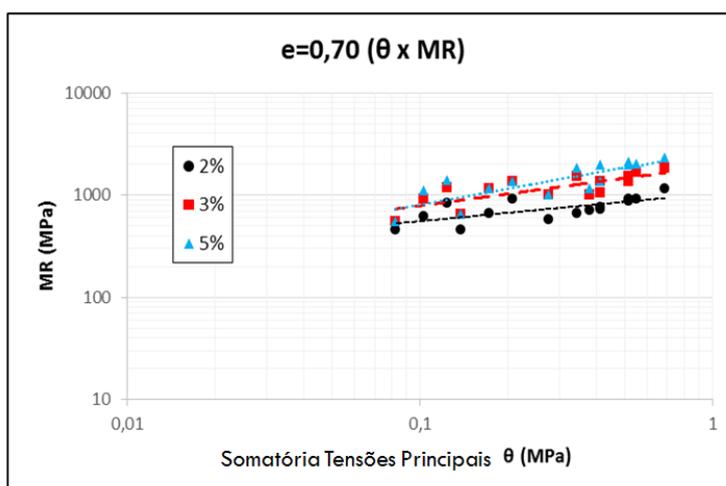


Figura 4.10: Resultados ensaio MR CP 2%/3%/5%  $e=0,70$ .

Percebe-se que quanto maior a cimentação maiores os valores de módulo de resiliência, porém não na mesma proporção que o índice de vazios, haja visto que a variação de 3% para 5% causou variações muito pequenas nos valores de MR.

Mais uma vez ambas estas tendências (acréscimos de MR com decréscimo do índice de vazios e acréscimo da cimentação) são comuns a todos os ensaios realizados, porém com uma cada vez menor influencia do aumento da cimentação, para amostras mais cimentadas (de 5% a 7% e de 7% a 9%).

Pode-se ainda plotar todos os resultados de módulo de resiliência num gráfico só, conforme figura 4.11

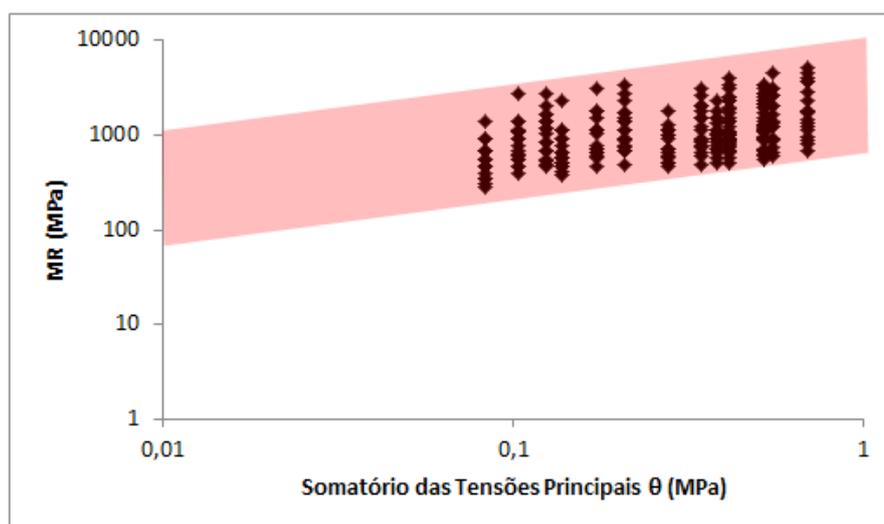


Figura 4.11: Tendência relativa de valores de MR.

Com todos os resultados concatenados surge uma tendência relativa de valores para os ensaios, e uma zona de resultados possíveis, a qual pode ser extremamente útil ao estudo das areias cimentadas ou para um projetista que resolva pelo melhoramento de solos granulares com cimento frente a carregamentos cíclicos.

Uma outra tentativa de plotar todos os resultados de MR em um único gráfico é representada pela figura 4.12, em relação ao próprio  $\eta/Civ$ .

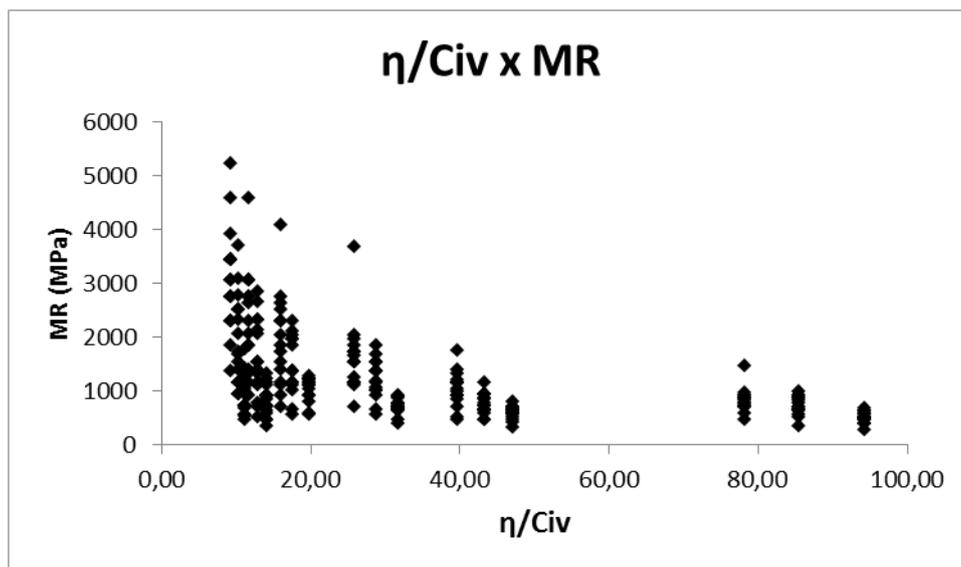


Figura 4.12: Resultado de todos os ensaios de MR em relação ao  $\eta/Civ$ .

Percebe-se nesse gráfico claramente a tendência já ressaltada, de que os valores de MR aumentam com a diminuição do  $\eta/Civ$

Expostos estes resultados, e entendido o comportamento básico das areias cimentadas, segue-se para as correlações e tentativas de previsão.

#### 4.5 CORRELAÇÕES COM MÓDULO DE RESILIÊNCIA MÉDIO

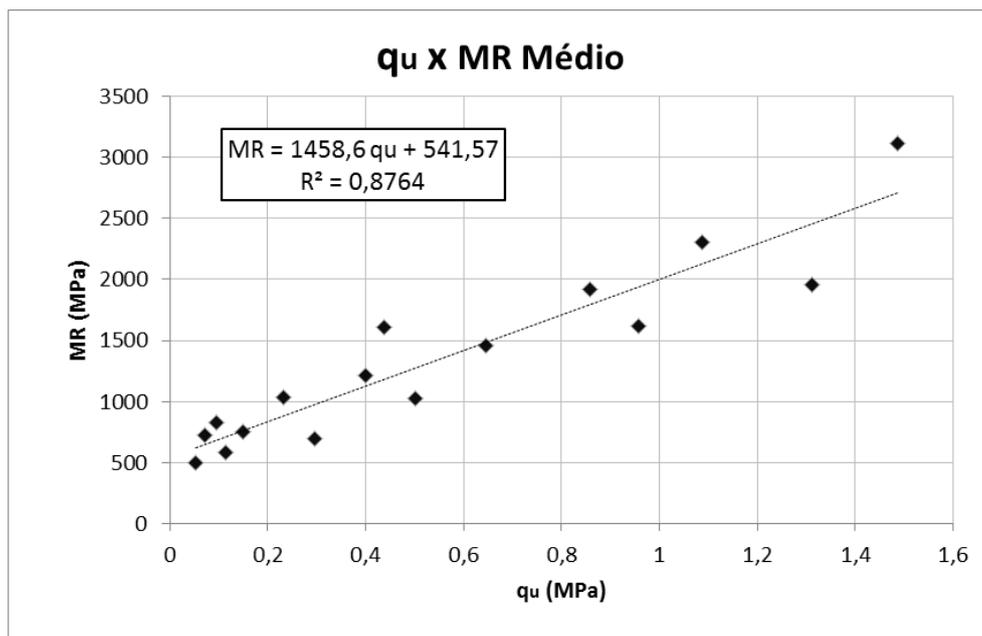
Um dos principais obstáculos de se obterem as correlações do módulo de resiliência com outros parâmetros é também uma das dificuldades de projeto de obras submetidas a carregamentos cíclicos: o MR não é um valor único, ele depende do estado de tensões, e por tanto a norma recomenda duas metodologias, se trabalhar com uma faixa de valores (MR máximo e mínimo) ou utilizar um valor médio, opção essa que foi considerada mais adequada a esta pesquisa. O valor do MR médio para cada ensaio foi calculado pela média simples de todos os pontos que o compõem e o resultado é apresentado na tabela 4.8.:

Tabela 4.8: Resultados MR Médio de cada ensaio.

<b>Código CP</b>	<b><math>\eta/\text{Civ}</math></b>	<b>MR Médio (Mpa)</b>
CP_1%_0,78	94,28	498,66
CP_1%_0,70	85,46	722,46
CP_1%_0,64	78,11	823,19
CP_2%_0,78	47,08	584,44
CP_2%_0,70	43,32	750,16
CP_2%_0,64	39,67	1030,68
CP_3%_0,78	31,71	695,41
CP_3%_0,70	28,78	1212,08
CP_3%_0,64	25,71	1609,85
CP_5%_0,78	19,72	1027,76
CP_5%_0,70	17,57	1459,86
CP_5%_0,64	15,97	1923,51
CP_7%_0,78	13,99	814,85
CP_7%_0,70	12,89	1620,76
CP_7%_0,64	11,55	2307,93
CP_9%_0,78	11,10	936,87
CP_9%_0,70	10,16	1958,53
CP_9%_0,64	9,15	3120,08

Os valores de MR médio foram então correlacionados com os parâmetros medidos para cada ponto de ensaio.

As figuras 4.13 e 4.14 apresentam a relação com  $q_u$  e  $G_0$  respectivamente.

Figura 4.13: Relação entre o  $q_u$  e o MR médio.

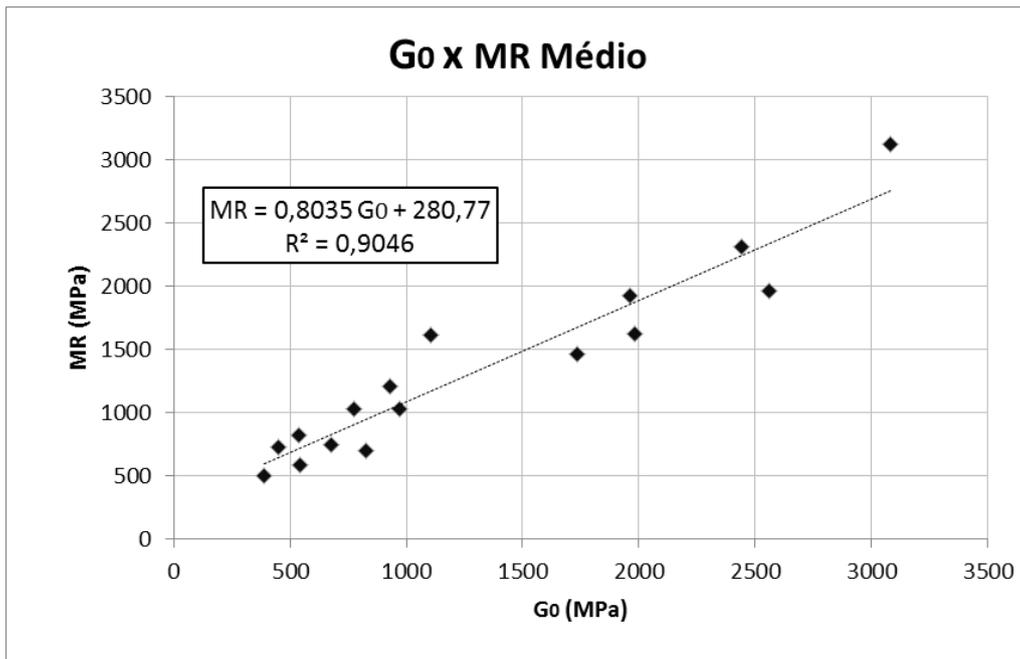


Figura 4.14: Relação entre o  $G_0$  e o MR médio.

Ambas as relações resultam em elevado  $r^2$  para regressões lineares simples, demonstrando a praticidade e a precisão de se utilizar o MR médio como um parâmetro inicial no estudo de carregamentos cíclicos no solo.

A figura 4.15 mostra a relação com a sucção.

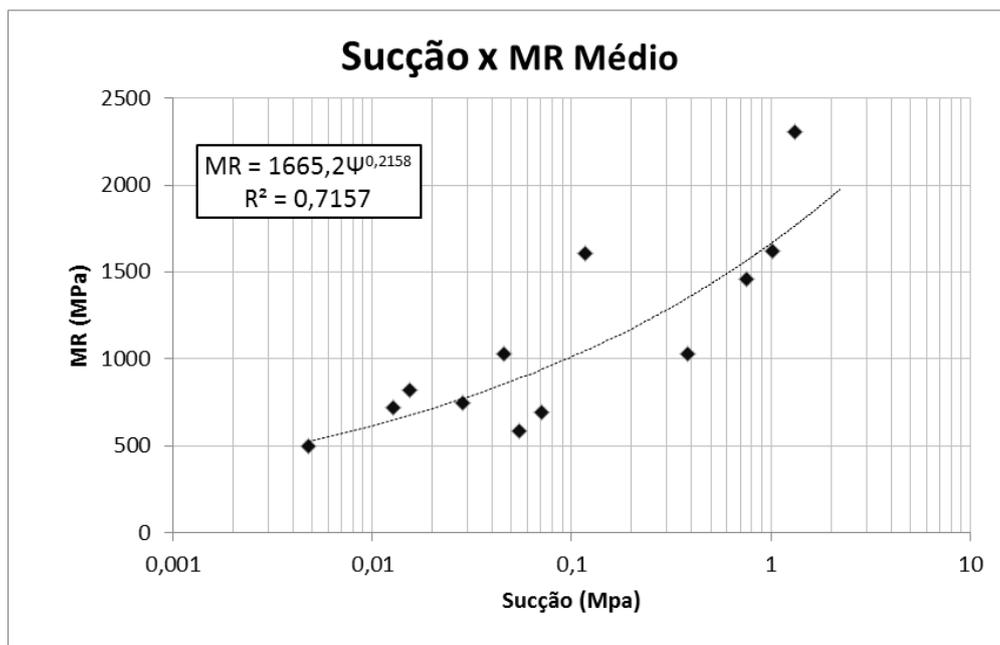


Figura 4.15: Relação entre a Sucção e o MR médio.

O eixo horizontal em logaritmo permite uma melhor visualização da relação que apresenta um  $r^2$  relativamente bom, validando uma relação entre o MR médio e a sucção em areias cimentadas.

Por fim a figura 4.16 táas a relação do MR médio com o  $\eta/Civ$ .

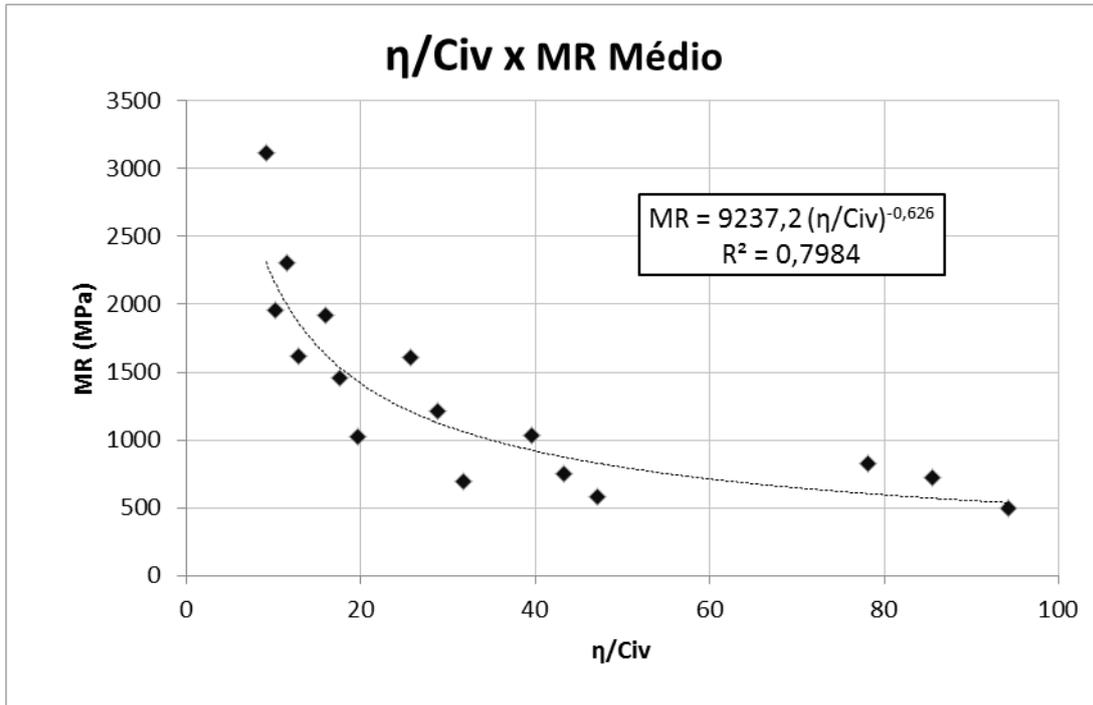


Figura 4.16: Relação entre  $\eta/Civ$  e o MR médio.

Novamente uma boa aproximação a curva, demonstrando uma relação direta entre o valor de  $\eta/Civ$  e o MR médio.

#### 4.6 PREVISÃO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Nessa secção busca-se uma relação matemática entre o  $\eta/Civ$  e os valores de MR medidos. Para tanto foram testados todos os modelos propostos no capítulo 2, sendo que os que foram considerados mais adequados, seja pela simplicidade ou pela precisão, foram:

- Relação A –  $MR = k_1 * \theta^{k_2}$  (4.1)

- Relação B –  $MR = a\theta + b$  (4.2)

- Relação C –  $MR = k_3 * \sigma_3^{k_4} * \sigma_d^{k_5}$  (4.3)

Observa-se que para facilitar a identificação das constantes dos modelos as mesmas foram renomeadas para k1 e k2 na relação A e k3, k4 e k5 na relação B.

Inicialmente foram plotados todos os gráficos de  $\theta \times MR$  e obtidos k1, k2, a e b por tendências potenciais e lineares respectivamente, para cada amostra ensaiada, conforme já explanado neste capítulo, os resultados são apresentados na tabela 4.9 bem como seus respectivos  $r^2$ .

Tabela 4.9: Constantes das relações A e B.

Relação X $\eta/Civ$	MR=k1* $\theta$ ^k2			MR=a $\theta$ +b		
	k1	k2	$r^2$	a	b	$r^2$
94,28	710,0084	0,2876	0,7767	474,9954	342,5626	0,7973
85,46	1066,2471	0,3234	0,6376	716,4291	487,0216	0,6008
78,11	1138,8457	0,2734	0,5163	857,1132	541,5186	0,5261
47,08	833,7063	0,2918	0,6719	525,6892	411,6853	0,636
43,32	1034,7688	0,2707	0,4954	753,5196	502,5291	0,5615
39,67	1644,6316	0,4011	0,5748	1401,8355	570,0031	0,6308
31,71	944,4529	0,2516	0,5784	535,3766	519,4684	0,5234
28,78	1907,7647	0,3848	0,6089	1507,1336	716,7971	0,6292
25,71	2501,3869	0,3920	0,4912	2673,5560	731,2468	0,5469
19,72	1406,7728	0,2653	0,4553	746,9611	782,2856	0,3726
17,57	2644,6452	0,5146	0,6716	2459,0431	651,7515	0,7361
15,97	3729,6241	0,5849	0,6992	3948,0469	626,0815	0,7258
13,99	1616,5292	0,5791	0,9730	1555,8595	303,5506	0,9733
12,89	2978,4200	0,5521	0,5312	3267,4086	546,9981	0,7229
11,55	4228,4604	0,5310	0,6640	4305,0586	893,1693	0,7126
11,10	1812,0954	0,5615	0,9377	1921,4327	305,4321	0,9628
10,16	3677,4425	0,5508	0,7254	4056,4938	625,4545	0,8491
9,15	4713,2906	0,3564	0,4947	4089,9518	1776,0127	0,5979
<b>MEDIA <math>r^2</math></b>			<b>0,6391</b>			<b>0,6725</b>

Simplesmente com a média dos  $r^2$  percebe-se que o modelo linear possui um ajuste levemente mais adequado.

Em posse dos valores das constantes, essas foram correlacionadas com o  $\eta/Civ$ , conforme figura 4.17.

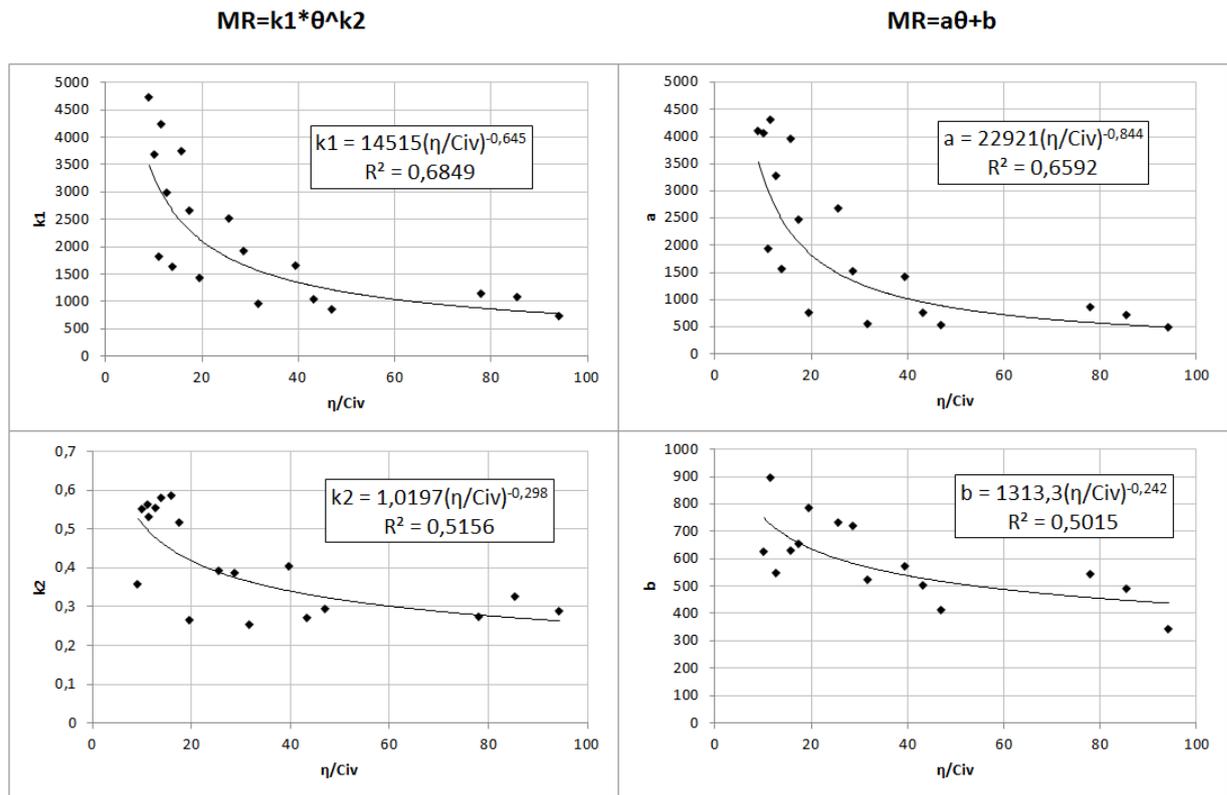


Figura 4.17: Correlação entre  $\eta/Civ$  e as constantes  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $a$  e  $b$ .

Substituindo essas correlações nas equações 4.1 e 4.2, temos as relações:

- Relação A –  $MR = (14515(\eta/Civ)^{-0,645}) * \theta^{(1,0197(\eta/Civ)^{-0,298})}$  (4.4)

- Relação B –  $MR = (22921(\eta/Civ)^{-0,844}) * \theta + (1313,3(\eta/Civ)^{-0,243})$  (4.5)

Os resultados dessas relações foram plotados nas figura 4.18 e 4.19, na forma de MR previsto vs. MR medido, onde a linha tracejada significa 30% de precisão para mais ou para menos.

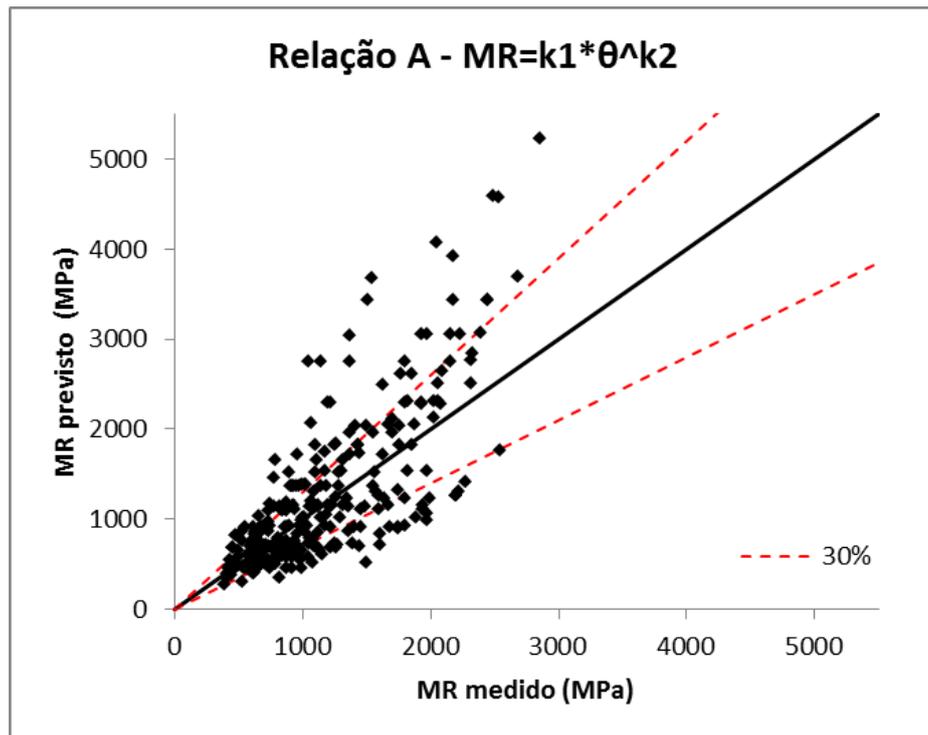


Figura 4.18: Previsão de MR pela relação A.

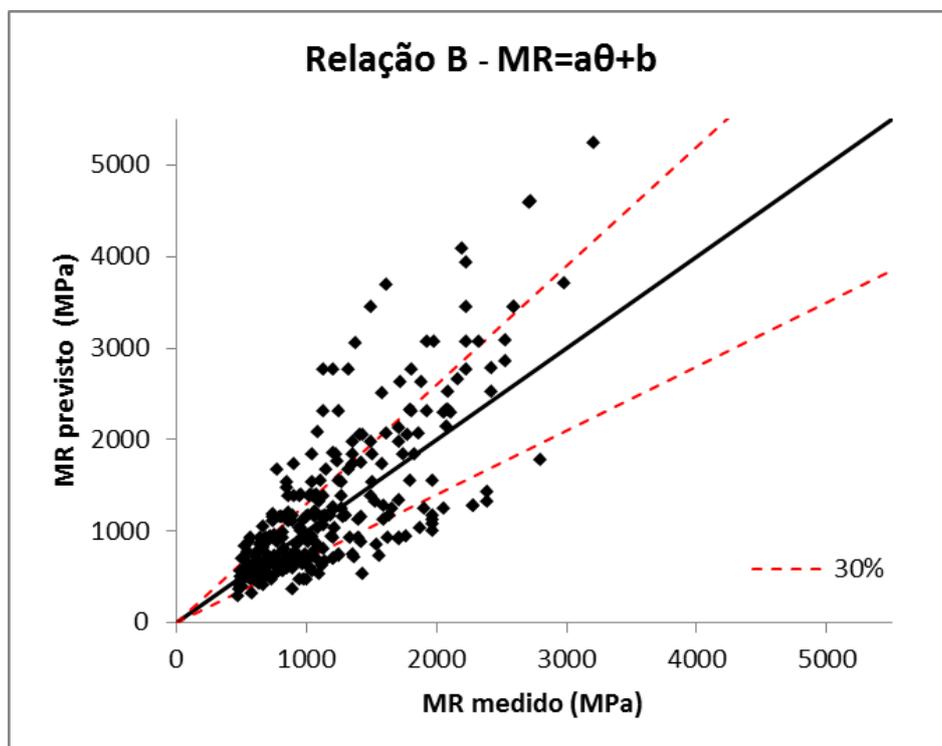


Figura 4.19: Previsão de MR pela relação B.

Observa-se que as relações são boas para os valores menores de módulo, mas não tão precisas para módulos maiores, em resumo, a relação A apresentou ~56% dos valores previstos dentro dos 30% de precisão para mais ou para menos e a relação B resultou em ~57% dos valores previstos nessa taxa de precisão, portanto ligeiramente mais preciso.

Em busca de uma relação com maior acurácia, utilizou-se a relação C com um modelo compostos, calculado por regressão linear múltipla computacionalmente, conforme explicado no capítulo 2, para tal relação as constantes e o  $r^2$  são apresentados na tabela 4.10

Tabela 4.10: Constantes da relação C.

<b>Código CP</b>	<b><math>\eta</math>/Civ</b>	<b>k3</b>	<b>k4</b>	<b>k5</b>	<b>r2</b>
CP_1%_0,78	94,28	1050,562	0,094991	0,20465	0,970485
CP_1%_0,70	85,46	1637,525	-0,01435	0,366687	0,950442
CP_1%_0,64	78,11	1633,656	-0,06317	0,368727	0,947271
CP_2%_0,78	47,08	1225,085	-0,00455	0,320127	0,970203
CP_2%_0,70	43,32	1474,579	-0,01929	0,313375	0,917406
CP_2%_0,64	39,67	2779,917	-0,0657	0,507674	0,8782
CP_3%_0,78	31,71	1309,431	-0,05692	0,335784	0,977427
CP_3%_0,70	28,78	3173,285	-0,02104	0,440228	0,893266
CP_3%_0,64	25,71	4188,655	-0,09999	0,538985	0,822618
CP_5%_0,78	19,72	1991,496	-0,03137	0,320993	0,906596
CP_5%_0,70	17,57	5240,535	-0,00632	0,56473	0,817416
CP_5%_0,64	15,97	8131,139	-0,0029	0,637717	0,7737
CP_7%_0,78	13,99	3636,783	0,393634	0,18498	0,976385
CP_7%_0,70	12,89	6185,717	0,001276	0,595286	0,498823
CP_7%_0,64	11,55	8516,225	-0,03825	0,617416	0,821649
CP_9%_0,78	11,10	3994,418	0,386481	0,175494	0,953669
CP_9%_0,70	10,16	7749,732	0,134472	0,445115	0,749649
CP_9%_0,64	9,15	7555,804	-0,05866	0,453713	0,847999
<b>Média r2</b>					<b>0,870733</b>

Percebe-se de imediato como os valores de  $r^2$  são consideravelmente maiores que os das relações A e B, e novamente em posse das constantes faz-se uma correlação com  $\eta/Civ$ , conforme figura 4.20.

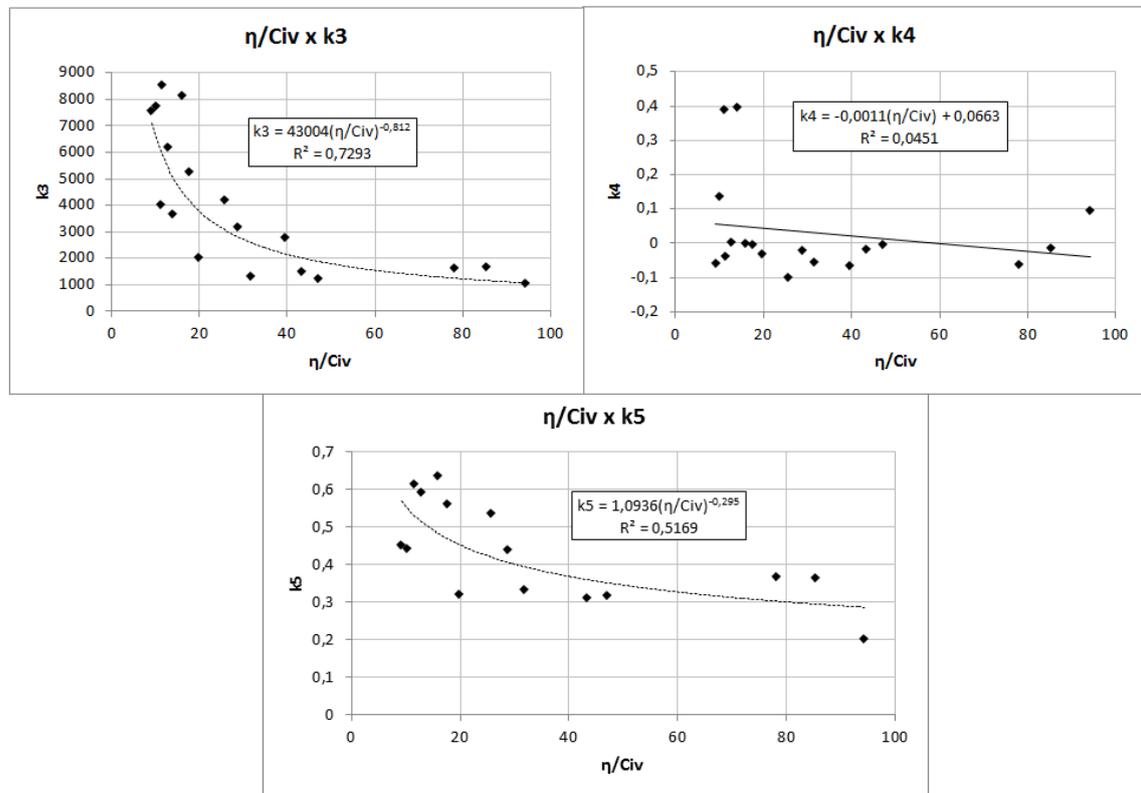


Figura 4.20: Correlação entre  $\eta/Civ$  e as constantes  $k3$ ,  $k4$ , e  $k5$ .

Infelizmente não foi possível obter uma boa correlação entre  $\eta/Civ$  e  $k4$ , que possibilitaria uma relação ainda mais precisa, continuando, substituem-se as correlações encontradas em 4.3, tem-se que:

$$MR = k3 \cdot \sigma_3^{k4} \cdot \sigma_d^{k5} \quad (4.6)$$

Onde:

$$K3=43004 \cdot (\eta/Civ)^{-0,812}$$

$$K2=-0,0011 \cdot (\eta/Civ) + 0,0663$$

$$K5=1,0936 \cdot (\eta/Civ)^{-0,295}$$

Para tal formulação a relação é apresentada na figura 4.21

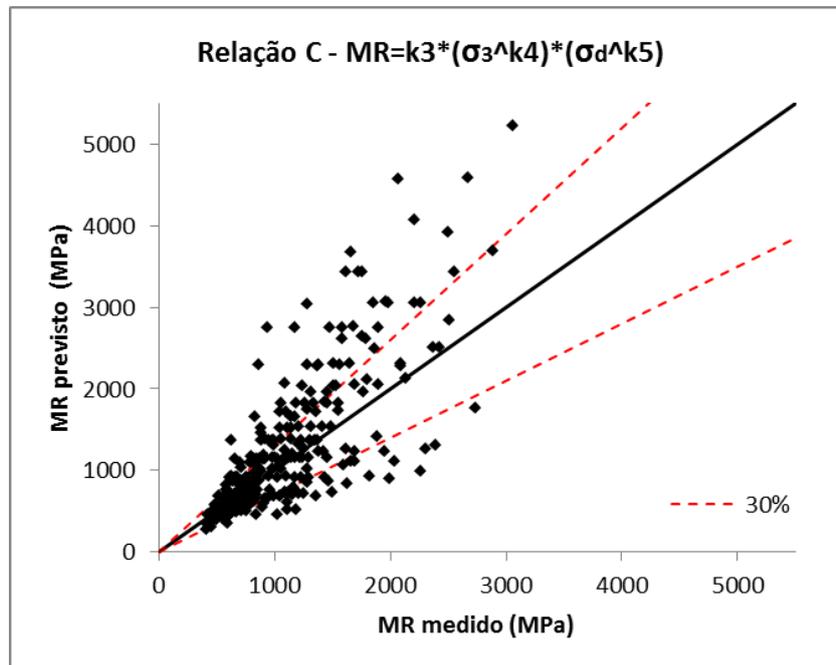


Figura 4.21: Previsão de MR pela relação C.

Apesar de apresentar o mesmo formato (mais preciso para MR menos), nesta relação 62% dos valores previstos estão dentro dos 30% de precisão para mais ou para menos o que já é considerado suficiente para se afirmar que existe uma relação única de previsão de MR, para areias cimentadas, para qualquer estado de tensões através do  $\eta/Civ$ . Para essa relação apresenta-se também um gráfico geral (figura 4.22) com todos os valores de MR tanto previstos quanto medidos em relação ao  $\eta/Civ$ .

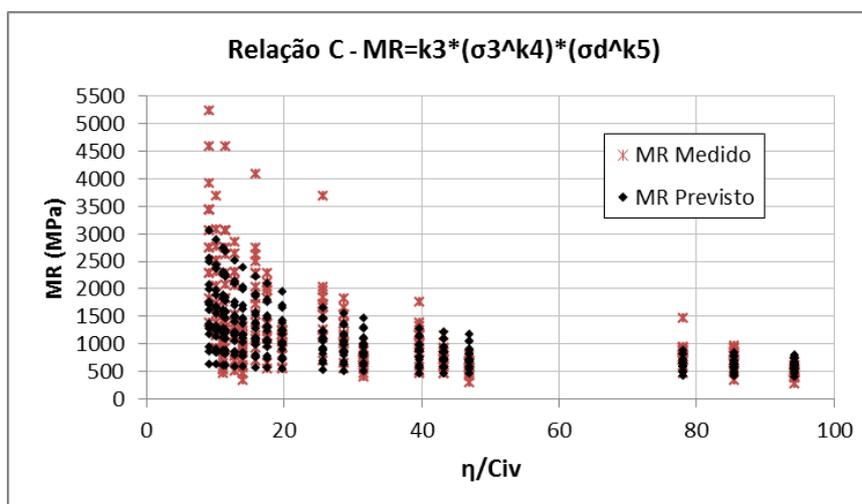


Figura 4.22: Resultados dos ensaio de MR junto aos valores de MR previstos pela relação C.

Nota-se que a relação é muito boa para prever não só os valores de módulo de resiliência como também sua tendência de comportamento, se tornando ineficiente apenas para módulos muito maiores.

Por fim, outra vantagem da utilização da relação C, com um modelo composto é a possibilidade de se plotar gráficos de superfície que permite ao mesmo tempo se analisar visualmente a influencia de mais de um parâmetro sobre a variável de controle.

Como exemplo a figura 4.23, mostra os valores de MR previstos pela relação C, em função das tensões confinante e desvio para o CP\_1%\_0,78.

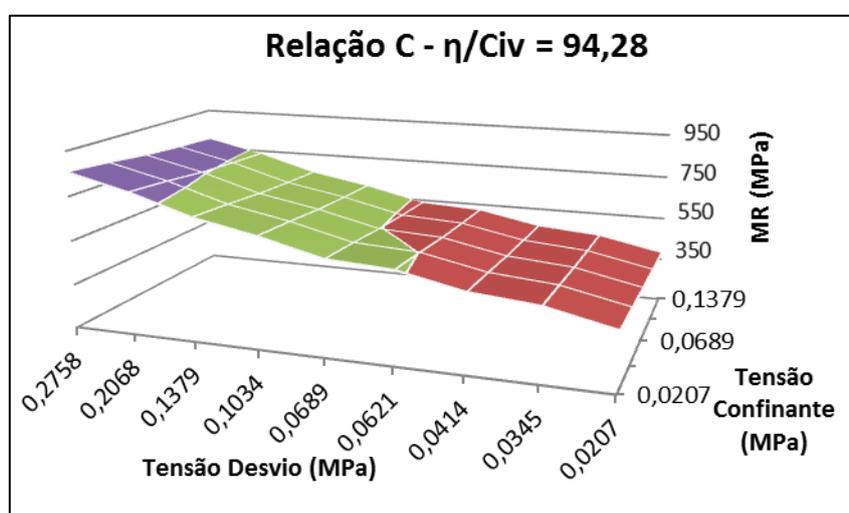


Figura 4.23: MR previsto pela relação C para CP\_1%\_0,78.

Neste gráfico a tensão desvio esta representada no eixo x e a tensão confinante no eixo z e percebe-se como no modelo a tensão desvio tem maior influencia (maior inclinação) no valor do MR que a tensão desvio.

Assim colocado, a relação C apresenta a melhor correlação dentre todos os modelos estudados e testados nesta pesquisa então o  $\eta/Civ$  e a resposta de uma areia artificialmente cimentada com relação ao seu módulo de resiliência.

## 4.7 VIDA DE FADIGA

Um resumo dos resultados dos ensaios de vida de fadiga realizados é apresentado na tabela 4.11 e um descritivo dos parâmetros dos corpos de prova moldados bem como seus controles de moldagem se encontra no Apêndice B.

Tabela 4.11: Resumo dos resultado dos ensaios vida de fadiga.

<b>Código CP</b>	<b><math>\eta/\text{Civ}</math></b>	<b>Nf</b>	<b><math>\epsilon_r</math> (%)</b>
CP_1%_0,78 A	91,95	63	0,57
CP_1%_0,78 B	90,75	217	0,69
CP_1%_0,70 A	83,43	150	0,55
CP_1%_0,70 B	87,25	414	0,53
CP_1%_0,64 A	74,95	195	0,44
CP_1%_0,64 B	74,62	689	0,61
CP_2%_0,78 A	47,93	644	0,42
CP_2%_0,70 A	43,21	723	0,32
CP_2%_0,70 B	45,14	1092	0,35
CP_2%_0,64 A	38,52	872	0,31
CP_2%_0,64 B	40,49	902	0,36
CP_3%_0,78 A	31,21	1117	0,37
CP_3%_0,78 B	32,32	689	0,32
CP_3%_0,70 A	27,78	2123	0,35
CP_3%_0,70 B	29,91	1784	0,29
CP_3%_0,64 A	26,13	2895	0,34
CP_3%_0,64 B	25,81	1987	0,38
CP_5%_0,78 A	19,70	4163	0,33
CP_5%_0,78 B	19,47	3115	0,3
CP_5%_0,70 A	18,09	5450	0,35
CP_5%_0,64 A	16,35	5700	0,31
CP_5%_0,64 B	15,99	4850	0,28
CP_7%_0,78 A	14,70	7100	0,31
CP_7%_0,70 A	13,01	8650	0,28
CP_7%_0,64 A	11,81	6850	0,26
CP_9%_0,78 A	10,99	6950	0,22
CP_9%_0,70 A	10,07	9150	0,24
CP_9%_0,64 A	8,87	10800	0,19

Sendo  $N_f$  o número de cíclicos a que o corpo de prova foi submetido durante o ensaio, até um de seus dois critérios de parada (ruptura do CP ou atingir 50.000 ciclos) e  $\epsilon_r$  a deformação radial média final do ensaio em percentual. Os resultados obtidos são apresentados nas figuras 4.24 e 4.25.

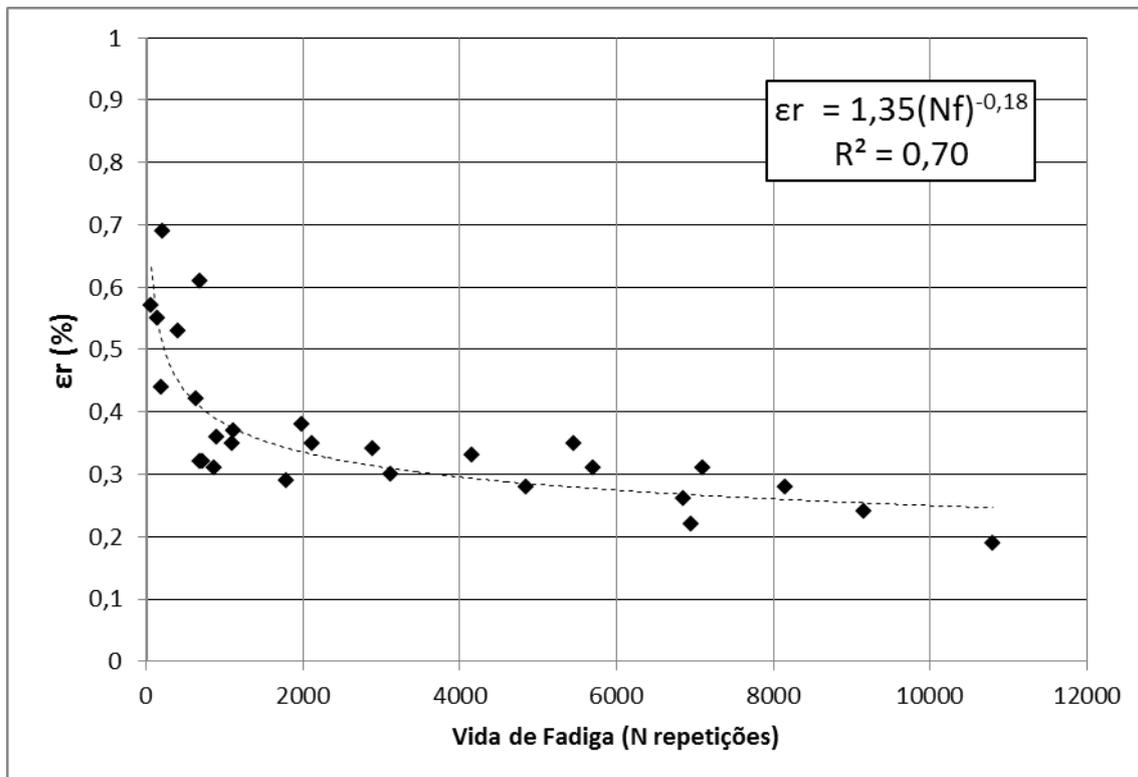


Figura 4.24: Ensaio de vida de fadiga.

Nota-se que a vida de fadiga apresenta uma tendência inicial de ser maior para amostras com menor deformação radial.

As correlações com  $\eta/C_{iv}$  são vistas nas figuras 4.25 e 4.26.

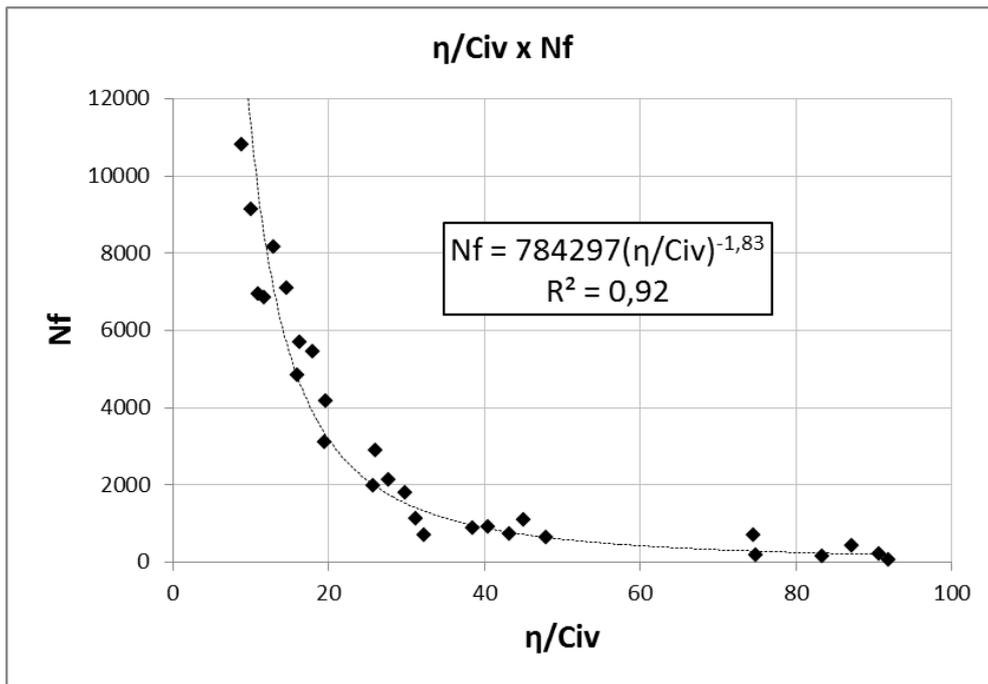


Figura 4.25: Ensaio de vida de fadiga por  $\eta/Civ$ .

Percebe-se que a vida de fadiga ( $N_f$ ) aumenta e o a deformação radial (figura 4.26) diminui quando a diminuição do  $\eta/Civ$ .

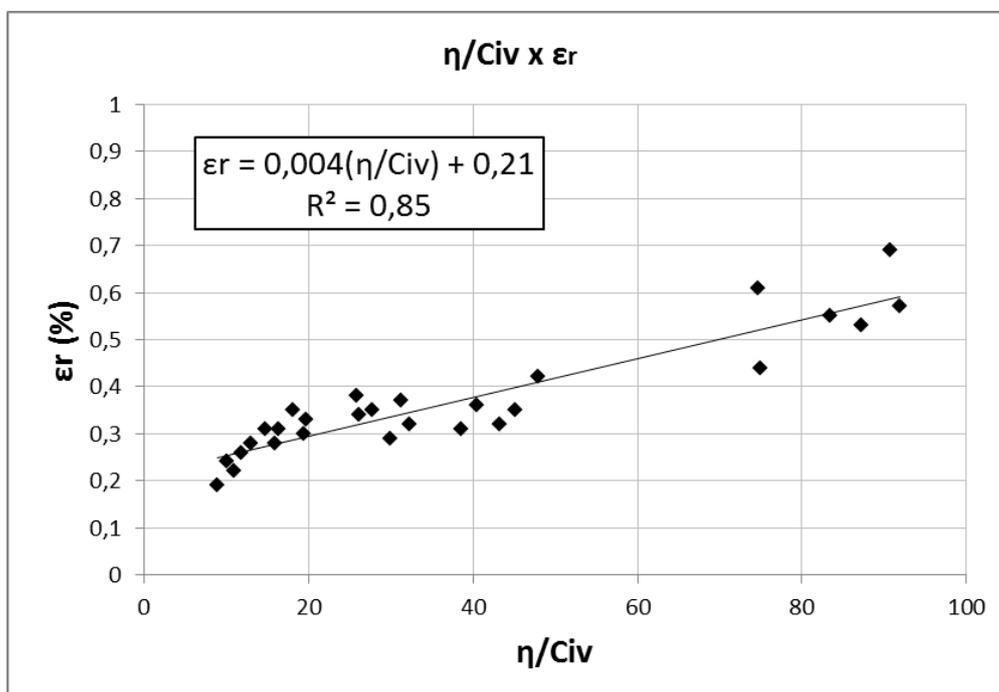


Figura 4.26: Deformação radial final do ensaio de fadiga por  $\eta/Civ$ .

Ambas as correlações mostram bom  $r^2$  e conclui-se que existe de fato uma relação entre o  $\eta/C_{iv}$  e a vida de fadiga de uma areia artificialmente cimentada, e que esse parâmetro pode ser utilizado na previsão ao longo prazo deste solo quando submetido a carregamentos cíclicos.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

O equipamento de carregamento cíclico na compressão diametral foi considerado satisfatório para os ensaios de fadiga e atende aos pré-requisitos mínimos das normas vigentes, permanecendo no laboratório para que possa ser utilizados em diversos trabalhos futuros.

A calibração do equipamento triaxial cíclico do laboratório teve êxito e se demonstrou estável e homogênea durante todo o período de ensaios, confirmando o equipamento como um dispositivo capaz de realizar ensaios de módulo de resiliência segundo os padrões das normas vigentes.

Das correlações obtidas entre a razão porosidade/teor volumétrico de cimento, conclui-se que:

A tensão de ruptura a compressão simples, o módulo de cisalhamento e a sucção variam de forma inversamente proporcional a variação do  $\eta/Civ$  e apresentam uma boa correlação com o mesmo e entre si, sendo considerado adequado o uso de um desses parâmetros para obtenção dos outros em areias artificialmente cimentadas.

Do módulo de resiliência desta areia artificialmente cimentada, conclui-se que:

O módulo de resiliência é inversamente proporcional ao índice de vazios do material e diretamente proporcional ao teor de cimentação, porém, em menor escala.

O módulo de resiliência é inversamente proporcional ao  $\eta/Civ$ .

Excelentes correlações podem ser obtidas entre o módulo de resiliência médio e o módulo cisalhante, a sucção, a resistência a compressão simples e ao  $\eta/Civ$ .

Métodos de previsão baseados nos estados de tensão são adequados para previsão do módulo de resiliência e uma correlação razoável existe entre estes e o  $\eta/Civ$ , sendo o mais adequado o modelo composto considerando a tensão confinante e a tensão desvio.

Da vida de fadiga desta areia artificialmente cimentada, conclui-se que:

A vida de fadiga é inversamente proporcional ao  $\eta/Civ$ .

A deformação radial máxima de ruptura é inversamente proporcional ao  $\eta/Civ$ .

Correlações razoáveis foram obtidas entre o  $\eta/Civ$  e a vida de fadiga, comprovando a possibilidade de estimativa de parâmetros cíclicos desta areia cimentada com o uso da razão porosidade/teor volumétrico de cimento.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta dissertação e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos artificialmente cimentados, sugere-se os seguintes tópicos de pesquisa:

- Avaliar o comportamento de outras matrizes de solo, principalmente de solos finos, cimentados, frente a solicitações cíclicas.
- Avaliar o efeito da adição de fibras no solo e suas respostas de módulo de resiliência e vida de fadiga.
- Realizar ensaio de fadiga com tensões menores as 30% da tensão de ruptura à tração para avaliar o efeito da velocidade da vida de fadiga de solos cimentados.
- Verificar a validade das relações aqui demonstradas pra outros solos granulares cimentados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AIREY, D.W., FAHEY, M. **Cyclic Response Calcareous Soil from the North West Shelf of Australia.** Géotechnique 41, n<sup>o</sup> 1, 101-122, 1991.

AKINMUSURU, J. O. **The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand.** In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, 1987. v.1, p.435-442.

ALMANN, M.A., POULOS, H.G. **Stress-Strain behavior of an Artificially Cemented Calcareous Soil.** Proc. Int. Conf. Calcareous Sediments, 1, 51-60, 1988.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T307-99. Determining the resilient modulus of soil and aggregate materials.** Washington, D.C., 1999

ANDERSEN, K. H.; PUECH, A. A.; JARDINE, R. J. **Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications.** In: TC 209 WORKSHOP 18TH ICSMGE: DESIGN FOR CYCLIC LOADING: PILES AND OTHER FOUNDATIONS, 2013, Paris, Anais. Paris, 2013. p. 9–44.

ASTM-D3999. **Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus.** American Society for Testing and Materials, 2011.

ASTM-D5298/94. **Standard Test Methods for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.** Annual Book of ASTM Standards, 1994.

ASTM-D5311. **Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.** American Society for Testing and Materials, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento.** 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6457: amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização:** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181. Solo – Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S.; PICARELI, L.. **Some aspects of the mechanical behaviour of ‘structured’ soils and soft rocks.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.359-366, 1993.

BARKSDALE, R. D.; ITANI, S. Y. **Influence of aggregate shape on base behavior.** *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1227, p. 173-182, 1989.

BOEY, C.F., CARTER, J.P. **Mechanical Testing of Artificially Cemented Carbonate Soil.** Proc. 5<sup>th</sup> Aust. N.Z. Geomechanical Conference. Sydney, 145-149, 1988.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST. BS 1881-203: **Testing concrete – Part 203. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete.** 1986.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST. BS EN 12697-24: **Bituminous mixtures — Test methods for hot mix asphalt — Part 24: Resistance to fatigue.** 2004.

BURLAND, J. B.. **On the compressibility and shear strength of natural clays.** *Géotechnique*, London, v.40, n.3, p.329-378. 1989.

CABERLON, R.C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CARPENTER, S.H.; GHUZLAN, K.A.; SHEN, S. **A fatigue endurance limit for highway and airport pavements.** Proceedings Highway Research Board, Washington, 2003.

CECCONI, M.; VIGGIANI, G.; RAMPELLO, S.. An experimental investigation of the mechanical behaviour of a pyroclastic soft rock – In: EVANGELISTA; PICARELLI (Eds.) *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks.* Rotterdam: A. A. Balkema, 1998, p.473-482.

CHANDLER, T.J. GUTIERREZ, C.I. **The filter-paper method of suction measurement.** Technical Note. *Géotechnique*, v36(2), p. 265-268, 1986.

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. **Cemented Sand Under Static Loading**. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. **Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, American Society of Civil Engineers, v. 136, n. 5, p. 759-763.2010.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. **Key parameters for strength control of artificially cemented soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, American Society of Civil Engineers, v. 133, n. 2, p. 197-205.2007.

CONSOLI, N. C.; MORAES, R. R.; FESTUGATO, L. **Variables controlling strength of fiber-reinforced cemented soils**. Proc.Instn Civ. Engrs – Ground Improvement, v. 166, n. 4, p.221–232. 2013.

CONSOLI, N.C. **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils**. Engineering Geology, v. 69, p. 61–68.2014.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H.. **The mechanics of cemented carbonate sands**. Géotechnique, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993.

CROFT, J. B. **The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization**. Géotechnique, London, v.17, p.119-135, 1967.

DALLA ROSA, F.; CONSOLI, N. C. ; BAUDET, B. A.. **An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress**. Geotechnique, v. 58, p. 675-679, 2008.

DIJK, W.V. **Practical fatigue characterization of bituminous mixes**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 44, p. 38-74, 1975.

DRUMM, E. C.; BOATENG-POKU, Y.; PIERCE, J. **Estimation of subgrade resilient modulus from standard tests**. *Journal of the Geotechnical Engineering*, [S.I.], v. 116, n. 5, p. 774-789, 1990.

Dupas, J. M. & Pecker, A. (1979). **“Static and dynamic properties of sand-cement”**. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, 105(3), 419-436.

ELLIOT, R. P.; THORNTON, S. I. **Simplification of subgrade resilient modulus testing**. *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1192, p. 1-7, 1988.

EPPS, J.A.; SEBAALY, P.E.; PENARANDA, J.; MAHER, M.R.; MCCANN, M.B.; HAND, A.J. **Compatibility of a test for moisture-induced damage with Superpave volumetric mix design**. NCHRP Report, n. 444, Washington, 2000.

FELT, E. J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5**. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FERREIRA, C.M. F. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais**. Dissertação de mestrado. FEUP-Universidade do Porto, Portugal. 2003.

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. **Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill**. *Geotechnique Letters*, v. 3, n. January-March, p. 5–12, Jan. 2013.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GENS, A.; NOVA R.. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.485-494, 1993.

GHUZLAN, K.A.; CARPENTER, S.H. **Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing**. Washington: Transportation Research Board, 2000.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002, 255p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. 1ed. São Paulo: PINI, 1993. 349p.

HELKELOM, W.; FOSTER, C. R. Dynamic testing of pavements. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divions*, [S.I.], v. 86, n. SM1, p. 1-27, 1960.

- HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. **Factors influencing the resilient response of granular materials.** *Highway Research Record*, [S.I], n. 345, p. 15-31, 1971.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A.M. **Laboratory filter paper suction measurements.** *Geotechnical Testing Journal*, v.17 (2), p. 185-194, 1994.
- HUANG, J. T.; AIREY, D. W. **Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand.** In: INTERNATIONAL SUMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema,1993. 3v. v.1, p.553.560.
- HUANG, Y.H. **Pavement analysis and design.** Englewood-Cliffs: Prentice-Hall, 1993.
- INGLES, O G. & METCALF, J. B. (1972). “**Soil stabilization – principles and practice**”. Australia: Butterworths Pty. Limited, 366p.
- ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F.. **Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil:** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (6), 520–529. 2002.
- JANOO, V.; SHEPHERD, K. **Seasonal variation of moisture and subsurface layer moduli.** *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1709, p. 98-107, 2000.
- JORENBY, B. N.; HICKS, R. G. **Base course contamination limits.** *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1095, p. 86-101, 1986.
- LADE, P. V.; OVERTON, D. D. **Cementation Effects in Frictional Materials.** *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387, 1990.
- LAMBE, W. T.; WHITMAN, R. V. (1979) *Soil Mechanics, SI Version*. New York: John Wiley & Sons, 1979. 553p
- LARNACH, W. J. **Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures.** *Civil Engineering and Public Works Reviews*. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.
- LEE, H. C.; WRAY, W.K. **Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil water variable.** In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (França), Proceedings..., v.2, p. 615-622, 1995.
- LEONG, E.C; HE, L.; RAHARDJO, H. **Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements.** *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v.25(3), p. 322-333, 2002.

LEROUÉIL, S.; VAUGHAN, P. R.. **The general and congruent effects of structure in the natural soil and weak rocks.** *Géotechnique*, London, vol. 40. n.3, p.467-488. 1990.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MACEDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaios Deflectométricos Para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – A Experiência com FWD no Brasil,** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1996.

MARINHO, F.A.M. **A técnica do papel filtro para a medição de sucção.** In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, Anais... p. 112-125, 1995.

MARINHO, F.A.M. **Medição da sucção em solos.** In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, NSAT, Rio de Janeiro, Anais... v.2, p. 373-397, 1997.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos.** 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2005. 380 p.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.; PINTO, S.; LEITE, L.M. **Um estudo de fadiga de misturas asfálticas com seis cimentos asfálticos da Petrobras.** In: ENCONTRO DE ASFALTO, 10., 1992, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: IBP, 1992. p. 56-63.

MUHANNA, A. S.; RAHMAN, M. S.; LAMBE, P. C. **Resilient modulus measurement of fine-grained subgrade soils.** *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1687, p. 3-12, 1999.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 2.ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

PARREIRA, A. B.; CUNTO, F. J. C.; CARMO, C. T.; RODRIGUES, J. K. G. **O módulo de resiliência de alguns materiais de pavimentação e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília, DF. Anais... Brasília, DF: ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), 1998. v. 1, p. 149-155.

PHANDNVAVIS, D.G.; SWAMINATHAN, C.G. **The response of a bituminous mixture at failure to different loading conditions.** *Proceedings of Australian Road Research*, v. 7, n. 2, 1997.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos.** 1991. 478 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PRONK, A.C.; HOPMAN, P.C. **Energy dissipation: the leading factor of fatigue in highway research: sharing the benefits.** Proceedings of a Conference of the United States Strategic Highway Research Program, London, p. 255-67, 1990.

RADA, G.; WITCZAK, M. W. **Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular materials.** *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 810, p. 23-33, 1981.

REES, S. **Part Three: Dynamic triaxial testing.** 2014. Disponível em: <<http://www.gdsinstruments.com/white-paper-dynamic-triaxial-testing>>. Acesso em: 15 apr. 2015.

RODRIGUES, M. R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul.** 105f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

RODRIGUES, R.M. **Estudo do trincamento dos pavimentos.** 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

ROTTA, G. V.. **Cimentação introduzida sob tensão: Compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 134p. 2000

ROWE, G.M. **Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test.** *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 62, p. 344-84, 1993.

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M., **Static Properties of Lightly Cemented Sand.** *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104 n° GT12, 1978.

SIBLEY, J.W.; WILLIAMS, D.J. **A new filter material for measuring soil suction.** *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, v.13(4), p. 381-384, 1990.

TAYEBALI, A.A.; DEACON, J.A.; COPLANTZ, J.S.; MONISMITH, C.L. **Modeling fatigue response of asphalt-aggregate mixtures.** *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 62, p. 285-421, 1993.

THADKAMALLA, G. B.; GEORGE, K. P. **Characterization of subgrade soils at simulated field moisture.** *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1481, p. 21- 27, 1995.

THOMÉ, A. ; CONSOLI, N. ; DONATO, Maciel ; GRAHAM, J.. **Loading tests on compacted soil - bottom ash - carbide lime layers.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers. *Geotechnical Engineering*, v. 161, p. 29-38, 2008.

UZAN, J. **Characterization of granular material.** *Transportations Research Record*, [S.I.], n. 1022, p. 52-59, 1985.

VIANA, H. M. F. *Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo.* São Carlos, 2007. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VISSER, A. T.; QUEIROZ, C.; HUDSON, W. R. **A study of resilient characteristics of tropical soils for use in low-volume pavement design.** In: SYMPOSIUM ON PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEMS, 1994, Belo Horizonte, Brasil. Proceedings... Belo Horizonte, Brasil: D.E.R. Minas Gerais, 1994. p. 1-25.

WITCZAK, M.W.; QI, X.; MIRZA, M. W. **Use of nonlinear subgrade modulus in AASHTO design procedure.** *Journal of Transportation Engineering*, [S.I.], v. 121, n. 3, p. 273-282, 1995.

ZAMAN, M.; CHEN, D.; LAGUROS, J. **Resilient moduli of granular materials.** *Journal of Transportation Engineering*, [S.I.], v. 120, n. 6, p. 967-988, 1994.

**APÊNDICE A – DADOS DOS CORPOS DE PROVA SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DE  
MÓDULO DE RESILIÊNCIA**

Tabela A.1: dados gerais dos corpos de prova 7 dias de cura

CÓDIGO CORPO DE PROVA	CP_1%_0,64			CP_1%_0,70			CP_1%_0,78			CP_2%_0,64			CP_2%_0,70			CP_2%_0,78		
Data moldagem:	08/09/2015			11/09/2015			24/09/2015			21/09/2015			22/09/2015			17/09/2015		
Data ensaio:	15/09/2015			18/09/2015			01/10/2015			28/09/2015			29/09/2015			24/09/2015		
Diâmetro Corpo de prova (cm)	10	10,1	10	10,1	10	10	10	10	10	10	10,1	10	10,1	10	10,1	10	10	
Altura Corpo de prova (cm)	19,9	19,9	20	20	20,1	20	20,1	20	20	19,9	20	20,1	20,2	20	20	19,9	19,9	20
Diâmetro especificado Corpo de prova (cm)	10			10			10			10			10			10		
Altura especificada Corpo de prova (cm)	20			20			20			20			20			20		
Teor Cimento (%)	1			1			1			2			2			2		
$\eta/C_{iv}$ (alvo)	76,72			83,91			93,50			38,68			42,30			47,14		
Teor de Umidade (alvo) (%)	10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%		
Peso Esp. Apar. Seco (alvo) - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,618			1,561			1,491			1,621			1,564			1,493		
$G_{solo}$	2,65			2,65			2,65			2,65			2,65			2,65		
$G_{cimento}$	3,15			3,15			3,15			3,15			3,15			3,15		
Massa cápsula (g)	7,67	7,71	7,75	7,68	7,44	7,35	7,7	7,46	7,34	8,79	7,1	8,16	7,72	7,32	7,35	7,84	7,31	5,93
Massa cápsula + solo úmido (g)	14,79	14,05	13,11	14,12	16,33	19,19	10,97	19,32	13,89	20,16	21,08	30,22	20,81	27,41	26	17,69	19,37	20,28
Massa cápsula + solo seco (g)	14,07	13,49	12,61	13,55	15,56	18,06	10,66	18,25	13,28	19,11	19,74	28,16	19,64	25,58	24,29	16,83	18,32	19,02
Umidade (%)	11,25%	9,69%	10,29%	9,71%	9,48%	10,55%	10,47%	9,92%	10,27%	10,17%	10,60%	10,30%	9,82%	10,02%	10,09%	9,57%	9,54%	9,63%
Umidade média (%)	10,41%			9,91%			10,22%			10,36%			9,98%			9,58%		
Massa CP úmido (g)	2796,3			2697,6			2576,4			2800,7			2701,8			2580,4		
Diâmetro médio Corpo de prova (cm)	10,03333333			10,03333333			10			10,03333333			10,03333333			10,03333333		
Altura média Corpo de prova (cm)	19,93			20,03			20,03			20,00			20,07			19,93		
Área Corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	79,064			79,064			78,540			79,064			79,064			79,064		
Volume Corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	1576,015			1583,921			1573,414			1581,286			1586,557			1576,015		
Peso Esp. Apar. Úmido obtido - $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,774			1,703			1,637			1,771			1,703			1,637		
Peso Esp. Apar. Seco obtido - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,607013			1,549488			1,485632			1,604908			1,548441			1,494206		
Peso Solo obtido (g)	2507,601			2429,968			2314,371			2488,057			2408,519			2308,716		
Peso Cimento obtido (g)	25,076			24,300			23,144			49,761			48,170			46,174		
Vol Solo obtido (cm <sup>3</sup> )	946,264			916,969			873,347			938,890			908,875			871,214		
Vol Cimento obtido (cm <sup>3</sup> )	7,961			7,714			7,347			15,797			15,292			14,659		
Volume vazios obtido (cm <sup>3</sup> )	621,790			659,238			692,720			626,599			662,389			690,143		
$\eta$ obtido (%)	39,45			41,62			44,03			39,63			41,75			43,79		
$C_{iv}$ obtido	0,51			0,49			0,47			1,00			0,96			0,93		
$\eta/C_{iv}$ obtido	78,11			85,46			94,28			39,67			43,32			47,08		
Grau de compactação (%)	99,30%			99,24%			99,63%			99,01%			99,02%			100,05%		
Variação teor umidade (%)	0,41%			-0,09%			0,22%			0,36%			-0,02%			-0,42%		
Variação diâmetro (mm)	-0,33			-0,33			0,00			-0,33			-0,33			-0,33		
Variação altura (mm)	0,67			-0,33			-0,33			0,00			-0,67			0,67		

Tabela A.1: dados gerais dos corpos de prova 7 dias de cura (continuação)

CÓDIGO CORPO DE PROVA	CP_3%_0,64			CP_3%_0,70			CP_3%_0,78			CP_5%_0,64			CP_5%_0,70			CP_5%_0,78		
Data moldagem:	20/08/2015			21/08/2015			25/08/2015			28/08/2015			01/09/2015			26/08/2015		
Data ensaio:	27/08/2015			28/08/2015			01/09/2015			04/09/2015			08/09/2015			02/09/2015		
Diâmetro Corpo de prova (cm)	10	10	10	10	10,1	10	10	10	10	10	10,1	10,1	10	10	10	10	10	10,1
Altura Corpo de prova (cm)	19,8	19,9	20	19,9	19,9	19,9	19,8	20,1	20	20	19,9	19,9	19,9	19,9	20,1	20	20	20
Diâmetro especificado Corpo de prova (cm)	10			10			10			10			10			10		
Altura especificada Corpo de prova (cm)	20			20			20			20			20			20		
Teor Cimento (%)	3			3			3			5			5			5		
$\eta/C_{iv}$ (alvo)	26,00			28,44			31,69			15,86			17,34			19,32		
Teor de Umidade (alvo) (%)	10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%		
Peso Esp. Apar. Seco (alvo) - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,623			1,566			1,496			1,628			1,571			1,500		
$G_{solo}$	2,65			2,65			2,65			2,65			2,65			2,65		
$G_{cimento}$	3,15			3,15			3,15			3,15			3,15			3,15		
Massa cápsula (g)	7,67	7,44	7,33	7,68	7,44	7,32	7,66	7,47	7,33	7,35	7,45	7,68	8,28	7,88	8,13	7,96	7,7	7,6
Massa cápsula + solo úmido (g)	13,18	15,51	20,66	12,39	16,37	18,89	18,48	18,36	17,33	15,69	17,8	14,96	14,13	12,32	17,2	14,35	14,64	15,96
Massa cápsula + solo seco (g)	12,66	14,79	19,45	11,91	15,56	17,86	17,51	17,3	16,42	14,95	16,88	14,28	13,61	11,92	16,26	13,75	14	15,22
Umidade (%)	10,42%	9,80%	9,98%	11,35%	9,98%	9,77%	9,85%	10,78%	10,01%	9,74%	9,76%	10,30%	9,76%	9,90%	11,56%	10,36%	10,16%	9,71%
Umidade média (%)	10,07%			10,37%			10,21%			9,93%			10,41%			10,08%		
Massa CP úmido (g)	2804,9			2705,9			2584,3			2813,2			2713,9			2591,9		
Diâmetro médio Corpo de prova (cm)	10			10,03333333			10			10,03333333			10,03333333			10,03333333		
Altura média Corpo de prova (cm)	19,90			19,90			19,97			19,93			19,90			20,03		
Área Corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	78,540			79,064			78,540			79,064			79,064			79,064		
Volume Corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	1562,942			1573,379			1568,178			1576,015			1573,379			1583,921		
Peso Esp. Apar. Úmido obtido - $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,795			1,720			1,648			1,785			1,725			1,636		
Peso Esp. Apar. Seco obtido - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,630490			1,558284			1,495239			1,623739			1,562306			1,486572		
Peso Solo obtido (g)	2474,138			2380,361			2276,507			2437,178			2341,048			2242,488		
Peso Cimento obtido (g)	74,224			71,411			68,295			121,859			117,052			112,124		
Vol Solo obtido (cm <sup>3</sup> )	933,637			898,250			859,059			919,690			883,414			846,222		
Vol Cimento obtido (cm <sup>3</sup> )	23,563			22,670			21,681			38,685			37,159			35,595		
Volume vazios obtido (cm <sup>3</sup> )	605,742			652,460			687,438			617,640			652,806			702,104		
$\eta$ obtido (%)	38,76			41,47			43,84			39,19			41,49			44,33		
$C_{iv}$ obtido	1,51			1,44			1,38			2,45			2,36			2,25		
$\eta/C_{iv}$ obtido	25,71			28,78			31,71			15,97			17,57			19,72		
Grau de compactação (%)	100,44%			99,50%			99,97%			99,73%			99,47%			99,10%		
Variação teor umidade (%)	0,07%			0,37%			0,21%			-0,07%			0,41%			0,08%		
Variação diâmetro (mm)	0,00			-0,33			0,00			-0,33			-0,33			-0,33		
Variação altura (mm)	1,00			1,00			0,33			0,67			1,00			-0,33		

Tabela A.1: dados gerais dos corpos de prova 7 dias de cura (continuação)

CÓDIGO CORPO DE PROVA	CP_7%_0,64			CP_7%_0,70			CP_7%_0,78			CP_9%_0,64			CP_9%_0,70			CP_9%_0,78		
Data moldagem:	23/09/2015			16/09/2015			25/09/2015			15/09/2015			14/09/2015			10/09/2015		
Data ensaio:	30/09/2015			23/09/2015			02/10/2015			22/09/2015			21/09/2015			17/09/2015		
Diâmetro Corpo de prova (cm)	10,1	10	10	10	10,1	10	10	10	10	10	10,1	10	10	10	10,1	10	10	
Altura Corpo de prova (cm)	20	19,9	19,9	20	20,2	20,1	20,1	20,1	19,9	20	19,8	19,9	20,1	20,1	20	20,2	20,1	20
Diâmetro especificado Corpo de prova (cm)	10			10			10			10			10			10		
Altura especificada Corpo de prova (cm)	20			20			20			20			20			20		
Teor Cimento (%)	7			7			7			9			9			9		
$\eta/C_{iv}$ (alvo)	11,51			12,59			14,03			9,09			9,95			11,08		
Teor de Umidade (alvo) (%)	10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%		
Peso Esp. Apar. Seco (alvo) - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,633			1,575			1,504			1,637			1,580			1,509		
$G_{solo}$	2,65			2,65			2,65			2,65			2,65			2,65		
$G_{cimento}$	3,15			3,15			3,15			3,15			3,15			3,15		
Massa cápsula (g)	7,98	7,8	7,88	7,98	7,8	7,88	7,98	7,8	7,88	7,67	7,43	7,31	7,66	7,42	7,31	7,66	7,44	7,31
Massa cápsula + solo úmido (g)	14,09	16,22	16,24	24,52	27,1	19,37	21,13	20,14	25,61	16,68	21,97	13,48	20,25	21,88	17,73	14,13	14,31	22,99
Massa cápsula + solo seco (g)	13,55	15,47	15,49	23,05	25,4	18,33	19,98	19,02	24,07	15,87	20,65	12,9	19,14	20,6	16,76	13,57	13,72	21,6
Umidade (%)	9,69%	9,78%	9,86%	9,75%	9,66%	9,95%	9,58%	9,98%	9,51%	9,88%	9,98%	10,38%	9,67%	9,71%	10,26%	9,48%	9,39%	9,73%
Umidade média (%)	9,78%			9,79%			9,69%			10,08%			9,88%			9,53%		
Massa CP úmido (g)	2821,2			2721,7			2599,3			2829			2729,2			2606,5		
Diâmetro médio Corpo de prova (cm)	10,03333333			10,03333333			10			10,03333333			10,03333333			10		
Altura média Corpo de prova (cm)	19,93			20,10			20,03			19,90			20,07			20,10		
Área Corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	79,064			79,064			78,540			79,064			79,064			78,540		
Volume Corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	1576,015			1589,192			1573,414			1573,379			1586,557			1578,650		
Peso Esp. Apar. Úmido obtido - $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,790			1,713			1,652			1,798			1,720			1,651		
Peso Esp. Apar. Seco obtido - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,630667			1,559936			1,506039			1,633401			1,565504			1,507401		
Peso Solo obtido (g)	2401,828			2316,858			2214,602			2357,762			2278,680			2183,174		
Peso Cimento obtido (g)	168,128			162,180			155,022			212,199			205,081			196,486		
Vol Solo obtido (cm <sup>3</sup> )	906,350			874,286			835,699			889,721			859,879			823,839		
Vol Cimento obtido (cm <sup>3</sup> )	53,374			51,486			49,213			67,365			65,105			62,376		
Volume vazios obtido (cm <sup>3</sup> )	616,291			663,421			688,502			616,293			661,572			692,435		
$\eta$ obtido (%)	39,10			41,75			43,76			39,17			41,70			43,86		
$C_{iv}$ obtido	3,39			3,24			3,13			4,28			4,10			3,95		
$\eta/C_{iv}$ obtido	11,55			12,89			13,99			9,15			10,16			11,10		
Grau de compactação (%)	99,87%			99,03%			100,11%			99,76%			99,11%			99,92%		
Variação teor umidade (%)	-0,22%			-0,21%			-0,31%			0,08%			-0,12%			-0,47%		
Variação diâmetro (mm)	-0,33			-0,33			0,00			-0,33			-0,33			0,00		
Variação altura (mm)	0,67			-1,00			-0,33			1,00			-0,67			-1,00		

**APÊNDICE B – DADOS DOS CORPOS DE PROVA SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DE  
VIDA DE FATIGA**

Tabela B.1: dados gerais dos corpos de prova 7 dias de cura

CÓDIGO CORPO DE PROVA	CP_1%_0,64			CP_1%_0,70			CP_1%_0,78			CP_2%_0,64			CP_2%_0,70			CP_2%_0,78		
Data moldagem:	08/09/2015			11/09/2015			24/09/2015			21/09/2015			22/09/2015			17/09/2015		
Data ensaio:	15/09/2015			18/09/2015			01/10/2015			28/09/2015			29/09/2015			24/09/2015		
Diâmetro Corpo de prova (cm)	9,9	10	10	10,3	10,2	10,3	9,9	10	10,1	9,9	9,9	10,1	10,4	10,3	10,3	10,1	10,1	9,9
Altura Corpo de prova (cm)	4,9	4,9	5	5,1	5	5	5	4,9	5	5	5	4,9	4,9	5	5,1	5	5	5
Diâmetro especificado Corpo de prova (cm)	9,95			10,3			10			9,95			10,3			10		
Altura especificada Corpo de prova (cm)	5			5			5			5			5			5		
Teor Cimento (%)	1			1			1			2			2			2		
$\eta/C_{iv}$ (alvo)	76,72			83,91			93,50			38,68			42,30			47,14		
Teor de Umidade (alvo) (%)	10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%		
Peso Esp. Apar. Seco (alvo) - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,618			1,561			1,491			1,621			1,564			1,493		
$G_{solo}$	2,65			2,65			2,65			2,65			2,65			2,65		
$G_{cimento}$	3,15			3,15			3,15			3,15			3,15			3,15		
Massa cápsula (g)	11,48	4,29	8,12	10,92	11,49	12,32	11,23	11,53	4,97	17,43	7,73	8,57	7,78	6,56	12,36	7,79	7,84	7,51
Massa cápsula + solo úmido (g)	18,79	12,17	25,34	20,3	19,63	19,24	13,38	14,7	11,64	25,96	18,94	21,34	16,71	15,6	24,87	18,25	14,42	19,54
Massa cápsula + solo seco (g)	18,15	11,44	23,7	19,45	18,9	18,65	13,19	14,43	10,99	25,21	17,9	20,11	15,91	14,78	23,64	17,36	13,77	18,45
Umidade (%)	9,60%	10,21%	10,53%	9,96%	9,85%	9,32%	9,69%	9,31%	10,80%	9,64%	10,23%	10,66%	9,84%	9,98%	10,90%	9,30%	10,96%	9,96%
Umidade média (%)	10,11%			9,71%			9,93%			10,17%			10,24%			10,07%		
Massa CP úmido (g)	692,1			715,4			644,1			693,1			716,5			645,1		
Diâmetro médio Corpo de prova (cm)	9,97			10,27			10,00			9,97			10,33			10,03		
Altura média Corpo de prova (cm)	4,93			5,03			4,97			4,97			5,00			5,00		
Área Corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	78,02			82,78			78,54			78,02			83,86			79,06		
Volume Corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	384,88			416,68			390,08			387,48			419,32			395,32		
Peso Esp. Apar. Úmido obtido - $\gamma_u$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,80			1,72			1,65			1,79			1,71			1,63		
Peso Esp. Apar. Seco obtido - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,63			1,56			1,50			1,62			1,55			1,48		
Peso Solo obtido (g)	622,33			645,61			580,10			616,76			637,20			574,56		
Peso Cimento obtido (g)	6,22			6,46			5,80			12,34			12,74			11,49		
Vol Solo obtido (cm <sup>3</sup> )	234,84			243,63			218,90			232,74			240,45			216,82		
Vol Cimento obtido (cm <sup>3</sup> )	1,98			2,05			1,84			3,92			4,05			3,65		
Volume vazios obtido (cm <sup>3</sup> )	148,07			171,00			169,34			150,83			174,82			174,86		
$\eta$ obtido (%)	38,47			41,04			43,41			38,93			41,69			44,23		
$C_{iv}$ obtido	0,51			0,49			0,47			1,01			0,96			0,92		
$\eta/C_{iv}$ obtido	74,95			83,43			91,95			38,52			43,21			47,93		
Grau de compactação (%)	100,91%			100,23%			100,73%			100,16%			99,13%			99,27%		
Variação teor umidade (%)	0,11%			-0,29%			-0,07%			0,17%			0,24%			0,07%		
Variação diâmetro (mm)	-0,17			0,33			0,00			-0,17			-0,33			-0,33		
Variação altura (mm)	0,67			-0,33			0,33			0,33			0,00			0,00		

Tabela B.1: dados gerais dos corpos de prova 7 dias de cura (continuação)

CÓDIGO CORPO DE PROVA	CP_3%_0,64			CP_3%_0,70			CP_3%_0,78			CP_9%_0,64			CP_9%_0,70		
Data moldagem:	04/11/2015			04/11/2015			04/11/2015			15/09/2015			14/09/2015		
Data ensaio:	11/11/2015			11/11/2015			11/11/2015			22/09/2015			21/09/2015		
Diâmetro Corpo de prova (cm)	9,9	9,9	10	10,3	10,3	10,2	10	10,1	10	10,1	10	10	10	10	10
Altura Corpo de prova (cm)	5	5	5,1	4,9	5,1	4,9	5	4,9	4,9	5	4,8	4,9	5	5,1	5
Diâmetro especificado Corpo de prova (cm)	9,95			10,3			10			10			10		
Altura especificada Corpo de prova (cm)	5			5			5			5			5		
Teor Cimento (%)	3			3			3			9			9		
$\eta/C_{iv}$ (alvo)	26,00			28,44			31,69			9,09			9,95		
Teor de Umidade (alvo) (%)	10,0%			10,0%			10,0%			10,0%			10,0%		
Peso Esp. Apar. Seco (alvo) - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,623			1,566			1,496			1,637			1,580		
$G_{solo}$	2,65			2,65			2,65			2,65			2,65		
$G_{cimento}$	3,15			3,15			3,15			3,15			3,15		
Massa cápsula (g)	11,52	11,44	11,43	11,2	11,4	11,61	6,43	7,83	7,95	11,23	12,51	11,94	12,35	11,87	8,49
Massa cápsula + solo úmido (g)	26,63	25,48	25,81	24,05	22,59	23,59	11,94	12,92	13,08	21,35	24,59	26,41	28,41	18,45	21,22
Massa cápsula + solo seco (g)	25,28	24,25	24,49	22,8	21,56	22,48	11,45	12,45	12,61	20,41	23,45	25,02	27,01	17,84	20,09
Umidade (%)	9,81%	9,60%	10,11%	10,78%	10,14%	10,21%	9,76%	10,17%	10,09%	10,24%	10,42%	10,63%	9,55%	10,22%	9,74%
Umidade média (%)	9,84%			10,38%			10,01%			10,43%			9,84%		
Massa CP úmido (g)	694,1			717,5			646			707,2			682,3		
Diâmetro médio Corpo de prova (cm)	9,93			10,27			10,03			10,03			10,00		
Altura média Corpo de prova (cm)	5,03			4,97			4,93			4,90			5,03		
Área Corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	77,50			82,78			79,06			79,06			78,54		
Volume Corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	390,06			411,16			390,05			387,42			395,32		
Peso Esp. Apar. Úmido obtido - $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,78			1,75			1,66			1,83			1,73		
Peso Esp. Apar. Seco obtido - $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,62			1,58			1,51			1,65			1,57		
Peso Solo obtido (g)	613,51			631,12			570,13			587,53			569,91		
Peso Cimento obtido (g)	18,41			18,93			17,10			52,88			51,29		
Vol Solo obtido (cm <sup>3</sup> )	231,51			238,16			215,14			221,71			215,06		
Vol Cimento obtido (cm <sup>3</sup> )	5,84			6,01			5,43			16,79			16,28		
Volume vazios obtido (cm <sup>3</sup> )	152,71			166,99			169,48			148,92			163,98		
$\eta$ obtido (%)	39,15			40,61			43,45			38,44			41,48		
$C_{iv}$ obtido	1,50			1,46			1,39			4,33			4,12		
$\eta/C_{iv}$ obtido	26,13			27,78			31,21			8,87			10,07		
Grau de compactação (%)	99,80%			100,95%			100,66%			100,96%			99,48%		
Variação teor umidade (%)	-0,16%			0,38%			0,01%			0,43%			-0,16%		
Variação diâmetro (mm)	0,17			0,33			-0,33			-0,33			0,00		
Variação altura (mm)	-0,33			0,33			0,67			1,00			-0,33		

## **APÊNDICE C – PROJETO EQUIPAMENTO FADIGA**

