

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO - UFPE
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS - CTG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGE

**ESTUDO DO DESEMPENHO MECÂNICO DE UM SOLO-CIMENTO
MICROREFORÇADO COM FIBRAS SINTÉTICAS PARA USO COMO
REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS**

Saul Barbosa Guedes

Recife – Pernambuco
22 de Abril de 2013



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO – UFPE
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS – CTG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

**ESTUDO DO DESEMPENHO MECÂNICO DE UM SOLO-CIMENTO
MICROREFORÇADO COM FIBRAS SINTÉTICAS PARA USO COMO
REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS**

Tese de Doutorado Apresentada ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como parte
dos Requisitos Necessários para Obtenção do Grau de
DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL - GEOTECNIA

AUTOR: SAUL BARBOSA GUEDES

ORIENTADOR: ROBERTO QUENTAL COUTINHO - (UFPE)

CO-ORIENTADOR: ANTÓNIO JOAQUIM PEREIRA VIANA DA FONSECA - (FEUP)

Recife - Pernambuco
22 de Abril de 2013

Saul Barbosa Guedes

**ESTUDO DO DESEMPENHO MECÂNICO DE UM SOLO-CIMENTO MICROREFORÇADO
COM FIBRAS SINTÉTICAS PARA USO COMO REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM
ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS**

A Presente Tese de Doutorado foi Julgada Adequada pelos Orientadores e Aprovada em Unanimidade
pelos Professores Participantes da Banca de Avaliação e pelo Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco.

Tese Defendida & Aprovada em: 22 / Abril / 2013 pela Banca Avaliadora Composta por:

Assinatura: _____

Prof. D. Sc. (Orientador) Roberto Quental Coutinho

Universidade Federal de Pernambuco - UFPE

Assinatura: _____

Prof. D. Sc. (Co-orientador) António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP

Assinatura: _____

Prof^a. D. Sc. (Examinadora Interna) Lícia Mouta da Costa

Universidade Federal de Pernambuco - UFPE

Assinatura: _____

Prof^a. D. Sc. (Examinadora Externa) Michéle Dal Toé Casagrande

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC/Rio

Assinatura: _____

Prof^a. D. Sc. (Examinadora Externa) Laura Maria Goretti da Motta

Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ

Assinatura: _____

Prof. D. Sc. (Examinador Externo) John Kennedy Guedes Rodrigues

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

Catálogo na fonte

Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

G924e Guedes, Saul Barbosa.
Estudo do Desempenho Mecânico de um Solo-Cimento
Microreforçado com Fibras Sintéticas para Uso como
Revestimento Primário em Estradas não Pavimentadas / Saul
Barbosa Guedes. - Recife: O Autor, 2013.

426 folhas + anexos; il., tabs.

Orientador: Roberto Quental Coutinho .

Co-Orientador: António Joaquim Pereira Viana da Fonseca.
Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.
CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Revestimento primário. 3. Fibras de
Polipropileno. 4. Materiais Compósitos. I. Coutinho, Roberto
Quental. (Orientador). II. Fonseca, António Joaquim Pereira Viana
da. (Co-Orientador). III. Título.

624 CDD (22. ed.)

UFPE/BCTG/2013-175

***Deus Não Escolhe os Capacitados,
Ele Capacita os Escolhidos.***

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus Eterno, pelo dom da vida, saúde, inteligência, disposição para vencer os obstáculos que a vida proporciona e pelas excelentes oportunidades que faz surgir em minha vida para que a mesma seja maravilhosa e digna.

À minha família pelo incentivo e apoio financeiro para os estudos e pelos ensinamentos praticados de como se tornar um homem de princípios morais e éticos.

Ao Professor Roberto Quental Coutinho por ter me aceito como seu orientando, por me proporcionar um excelente aprendizado na área geotécnica, pela participação em seus projetos geotécnicos e pelas suas importantes aulas, por ter-me fornecido uma excelente orientação ao longo do desenvolvimento do presente trabalho e pelas inúmeras oportunidades que proporcionou e proporciona para minha formação profissional.

Ao Professor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca por ter me dado a oportunidade de aprender a trabalhar em quase todos os equipamentos do laboratório de geotecnia da FEUP, pela total confiança em mim depositada, grande paciência, enorme simpatia e excelente orientação demonstrada durante todo o período de intercâmbio em que estive em sua instituição de ensino. Aos Professores Roberto Quental Coutinho e Antonio Joaquim Pereira Viana da Fonseca sou eternamente grato !

Ao Professor Ricardo Nascimento Flores Severo pela amizade, por solucionar minhas várias dúvidas geotécnicas existentes no início do trabalho, pela companhia nos projetos desenvolvidos em parceria, pelo bom humor e grande disposição demonstrada para o trabalho a ser cumprido.

Ao Professor Jean Luis Gomes de Medeiros pela amizade, pelo bom humor ao longo de todo o tempo que o conheço, pelas informações transmitidas sobre os problemas envolvendo solos expansíveis, que é um tema ao qual pretendo me dedicar.

Aos Funcionários e Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco.

Aos funcionários do Laboratório de Solo e instrumentação da UFPE, Severino Costa da Silva, Francisco Carlos Alves Moura, António Rodrigues de Brito e Gutemberg Francisco da Silva.

Aos funcionários do Laboratório de geotecnia da FEUP. As senhoritas Claudia Pinto e Daniela Raquel, pelos serviços prestados, conhecimentos transmitidos, pela amizade e simpatia. Ao grande

Senhor Armando Pinto pela amizade, disponibilidade, paciência, imenso conhecimento transmitido e pelo bom humor em todo o período em que estive a aprender consigo.

Ao gerente comercial da região centro oeste da empresa Maccaferri e engenheiro civil Itamar de Souza Bezerra pelas fibras cedidas e pelos materiais disponibilizados sobre dimensionamento de obras geotécnicas com uso de geossintéticos.

Aos Professores Cecília Maria do Vale e Eduardo Fortunato, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, por permitirem que frequentasse suas excelentes aulas sobre pavimentação e obras de aterro, respectivamente.

A todos os amigos que fiz ao longo do período do doutorado na UFPE: Janaina, Albert, Richarde, Leonardo, Pedro Tyaquiçã, Anderson Paiva, Osvalcêlio Fortunato, Dayana, Sara, Everaldo Paulo, Denizete, Rosemary, Karina Dourado, Ana Patrícia Bandeira, Isabela Bello, Olival Santiago, Miguel, Renata Regina, Bruno Castro, Felipe Santana, Kelma Vitorino, Zoraide, Magdalena, Rafael Lira, Gerson dos Santos, Lêda Lucena, Rinaldo José da Silva Junior (pelo envio do solo a Portugal) e muitos outros que contribuíram para o apoio e incentivo ao longo deste trabalho.

A todos os amigos que fiz ao longo do período de intercâmbio na FEUP, pelos conhecimentos transmitidos, amizade, simpatia e respeito: Sandra Marisa, Sofia, Cristiana Ferreira, Andrea Silva, André Domingues, Prof. Nuno Cristelo, Prof. António Topa Gomes, Prof. Sara Rios, Prof. Manoel de Matos Fernandes, Nuno Cruz (pelos ensinamentos na manipulação do programa PLAXIS), ao Miguel Amaral (pelo conhecimento transmitido sobre as ondas sísmicas e por ter me convidado para passar o natal na presença de sua simpática família), ao italiano Fabrício Panico (pela amizade, paciência em me ensinar a manipular o ensaio triaxial cíclico e pela disponibilidade em me ajudar todo o tempo em que precisei), também não devo esquecer-me da Dona Eulicaria, por manter o ambiente de trabalho sempre limpo. A todos meu muito obrigado !

RESUMO

As estradas não pavimentadas existentes em nosso país, de maneira geral, são tratadas com descaso pelos órgãos públicos. Apesar das mesmas representarem aproximadamente 79,9 % do total das rodovias (DNIT, 2011), não se tem observado grandes avanços tecnológicos no seu processo de construção, manutenção e durabilidade.

A presente tese consistiu na análise do desempenho mecânico da mistura de solo-cimento-fibra, visando sua utilização como revestimento primário para as estradas de terra existentes numa área de preservação ambiental pertencente ao Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti (PMAHC), localizado no município do Cabo de Santo Agostinho - PE distante 41 km da cidade do Recife.

Foi observado o efeito do incremento do teor de cimento e da energia de compactação na resistência do solo-cimento, e por meio desse estudo determinou-se o teor ótimo de cimento a ser fixado durante toda a pesquisa. Em seguida, iniciou-se a análise da influência do acréscimo do teor de fibras sintéticas de polipropileno (0,25, 0,50 e 0,75 %) e da variação do comprimento das mesmas (6 e 24 mm) no comportamento mecânico das misturas de solo-cimento-fibra. Também foi realizado ensaio com procedimento diferente dos ensaios usuais, por exemplo, ensaio de compressão simples em corpos-de-prova submetidos aos ciclos de molhagem e secagem. A campanha teve aproximadamente um total de 1700 ensaios e ocorreu de forma bastante satisfatória.

Com base nos resultados obtidos, verificou-se que a presença das fibras na matriz do solo-cimento influencia significativamente no: aumento da resistência de pico e queda pós-pico, aumento da deformação de ruptura, diminuição da rigidez, aumento da deformação elástica (reversível) e da deformação plástica (irreversível) e redução dos módulos de deformabilidade e resistência à compactação. Entre os dois comprimentos utilizados, verificou-se que a fibra de maior comprimento (24 mm) para o teor de 0,75 % apresenta-se mais influente na maioria dos resultados.

Dentre os materiais compósitos formados, para aplicação como revestimento primário, o autor recomenda utilizar o teor de 5,0 % de cimento e 0,50 % de FibroMac-24 na mistura de solo-cimento, por ser uma fibra de fácil homogeneização e também pelo fato da mistura formada admitir resultados bastante satisfatórios para o uso a qual se destina aplicar de maneira econômica e resistente.

Palavras-Chave: Revestimento Primário, Fibras de polipropileno & Materiais Compósitos

ABSTRACT

Generally, the unsealed roads in our country are ignored by government policy. Even though they represent approximately 79.9 % of total roadways which exist in our country (DNIT, 2011), there has been no noticeable change in technological advances with regard to construction, maintenance and durability.

The present thesis constitutes an analysis of the mechanical performance of a soil-cement-fiber mixture, considering its use as a primary sealant for the dirt roads which exist in an environmentally preserved area which belongs to the Armando de Holanda Cavalcanti Metropolitan Park, located in the municipality of Cabo de Santo Agostinho in the State of Pernambuco, 41 km from the city of Recife.

The effect of the increase in cement content and the energy of compaction in the soil-cement resistance was observed. Henceforth, the cement content considered to be optimum was decided upon in order to be fixed through all the experiments. Following this, the analysis of the influence of increasing synthetic polypropylene fiber content was initiated (0,25, 0,50 and 0,75 %), along with the variation in length of these fibers (6 to 24 mm) in relation to the mechanical behavior of the soil-cement-fiber mixtures. Procedures different from the usual trials – simple compression of samples submitted to cycles of wetting and drying, for example – were also realized. The campaign had a total of approximately 1700 trials, a process which, in general, occurred satisfactorily.

Based on the results obtained, it was verified that the presence of fibers in the soil-cement matrix significantly influences the following: increase in peak and post-peak resistance, an increase in rupture deformation, decrease in rigidity, an increase in elastic deformation (reversible), plastic deformation (irreversible), and a reduction in modules of deformability and resistance to compaction. Between the two lengths utilized, it was verified that the fiber of greater length (24 mm) for the content of 0.75% presents itself as being more influential in most of the results.

Amongst the composite materials formed for the application of primary sealing, the author recommends using a mixture of 5.0% cement and 0.50% FibroMac-24 in the soil-cement mixture, being an easily homogenized mixture. The same formation of mixture also allows for results which are fairly satisfactory for use for whom is destined to apply it in an economic way, building it up for resistance.

KeyWords: Primary Sealant, polypropylene Fibers and Composite Materials

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xiii
LISTA DE TABELAS.....	xxvii
LISTA DE SIGLAS & ABREVIATURAS.....	xxxii
LISTA DE SIMBOLOS.....	xxxv
 CAPITULO I: INTRODUÇÃO.....	 01
1.1 – Relevância & Justificativa da Pesquisa.....	01
1.2 – Objetivos.....	04
1.2.1 – Geral.....	04
1.2.2 – Específicos.....	04
1.3 – Organização da Tese.....	05
 CAPÍTULO II: REVISÃO BILIOGRAFICA.....	 07
2.1 – Caracterização da Área de Estudo.....	07
2.1.1 – Localização.....	07
2.1.2 – Município do Cabo de Santo Agostinho.....	08
2.1.3 – Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – PMAHC.....	09
2.1.4 – Problemas Existentes no PMAHC.....	11
2.2 – Estradas Não Pavimentadas.....	13
2.2.1 - Importância das Estradas Não Pavimentadas.....	13
2.2.2 - Tipos de Defeitos que Podem Existir em Estradas Não Pavimentadas.....	13
2.2.3 - Elementos Necessários para Melhorar o Desempenho de Uma Estrada Não Pavimentada.....	22
2.2.4 - Técnicas & Materiais Utilizados para Construção da Superfície de Rolamento de uma Estrada Não Pavimentada.....	23
2.2.5 - Métodos de Dimensionamento da Espessura do Revestimento Primário.....	25
2.3 - Estabilização dos Solos para Utilização em Pavimentos.....	29
2.3.1 - Estabilização de Solos com o Uso do Cimento.....	30
2.3.2 – Critérios Desenvolvidos para Determinar o Teor Eficaz de Cimento a Ser Incorporado ao Solo para Uso da Mistura Resultante como Material para Camada de Pavimento.....	33
2.3.2.1 - Critério da Resistência à Compressão Não Confinada.....	34
2.3.2.2 - Critério do Fenômeno da Retração.....	39
2.3.2.3 - Critério da Durabilidade & Abrasão.....	43

2.3.2.4 - Critério da Susceptibilidade à Umidade.....	45
2.4 – Solos Microrreforçados com Fibras.....	49
2.4.1 - Reforço de Solos Através da Incorporação de Fibras.....	49
2.4.2 – Aplicações do Solo Microrreforçado.....	51
2.4.3 – Sobre o Processo de Mistura das Fibras com o Solo.....	52
2.4.4 – Tipos de Fibras.....	54
2.4.5 – Resultados dos Estudos da Inserção das Fibras no Solo.....	57
2.5 - Materiais Cimentados Microrreforçados com Fibras.....	65
2.6 – Materiais Compósitos.....	67
2.7 – Ensaio Realizados na Pesquisa.....	68
2.7.1 – Ensaio de Compressão Não Confinada ou Compressão Simples.....	69
2.7.2 – Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	71
2.7.3 – Ensaio de Triaxial Cíclico.....	81
2.7.4 – Ensaio Sísmicos.....	94
2.7.5 – Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura Utilizando o Scanner Electronic Microscopy (SEM) da PHENOM.....	119

CAPÍTULO III: PROGRAMA EXPERIMENTAL & METODOLOGIAS APLICADAS PARA O DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....

3.1 – Programa Experimental Adotado para Desenvolvimento da Pesquisa.....	122
3.1.1 – Fatores de Influência a Serem Analisados na Pesquisa.....	122
3.1.2 – Etapas do Programa Experimental.....	124
3.2 – Metodologias Aplicadas para o Desenvolvimento da Pesquisa.....	134
3.2.1 – Metodologia da Primeira Etapa do Programa Experimental: Realização da Coleta de Amostras do Tipo Deformada & Indeformada.....	134
3.2.2 – Metodologia da Segunda Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaio de Caracterização das Propriedades Geotécnica e de Comportamento Mecânico do Solo Puro.....	138
3.2.2.1 – Análise Granulométrica.....	138
3.2.2.2 – Limites de Atterberg.....	138
3.2.2.3 – Massa Específica & Densidade dos Grãos de Solo.....	138
3.2.2.4 – Dispersibilidade do Solo (Crumb Test & Ensaio Sedimentológico Comparativo).....	139
3.2.2.5 – Permeabilidade do Solo.....	139
3.2.2.6 – Compactação do Solo.....	141

3.2.2.7 – Resistência ao Cisalhamento do Solo.....	141
3.2.2.8 – Curva Característica do Solo.....	142
3.2.2.9 – Potencial de Colapso & Expansão do Solo.....	145
3.2.2.10 – Classificação Geotécnica MCT (Miniatura Compactado Tropical).....	146
3.2.3 – Metodologia da Terceira Etapa do Programa Experimental: Realização dos Processos de Preparação, Moldagem, Cura e Rompimento dos Corpos de prova Utilizados no Estudo da Influência do Teor de Cimento e da Energia de Compactação na Resistência da Mistura Solo-Cimento.....	149
3.2.4 – Metodologia da Quarta Etapa do Programa Experimental: Realização do Processo de Moldagem dos Corpos de Prova de Solo-Cimento e Solo-Cimento-Fibra & dos Ensaios de Compressão Não Confinada, Tração Diametral, Durabilidade e Compressão Simples Após a Realização do Ensaio de Durabilidade.....	156
3.2.4.1 – Metodologia Aplicada no Processo de Moldagem dos Corpos de Prova.....	156
3.2.4.1.1 - Moldagem dos Corpos de Prova de Solo-Cimento.....	156
3.2.4.1.2 - Moldagem dos Corpos de Prova de Solo-Cimento-Fibra.....	159
3.2.4.2 – Ensaio de Compressão Não Confinada ou Compressão Simples.....	166
3.2.4.3 – Ensaio de Durabilidade por Molhagem & Secagem.....	172
3.2.4.4 – Ensaio de Compressão Não Confinada Após a Realização do Ensaio de Durabilidade.....	176
3.2.4.5 – Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	177
3.2.5 – Metodologia da Quinta Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios Triaxiais Estáticos do Tipo Consolidado Isotropicamente Drenado (CID) para Análise da Influência Individual de Cada Material Incorporado ao Solo nos Parâmetros de Resistência de Mohr-Coulomb.....	180
3.2.6 – Metodologia da Sexta Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios Triaxiais Cíclicos Drenados.....	197
3.2.7 – Metodologia da Sétima Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios Sísmicos de Laboratório Utilizando os Transdutores Ultrassônicos e Piezocerâmicos.....	212
3.2.7.1 - Utilização dos Transdutores Ultrassônico - Pundit Lab.....	212
3.2.7.2 - Utilização dos Transdutores Piezocerâmicos Bender & Extender Elements.....	219
3.2.8 – Metodologia da Oitava Etapa do Programa Experimental: Realização do Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura Utilizando o Scanner Electronic Microscopy (SEM) da PHENOM.....	226

CAPÍTULO IV: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO, DO CIMENTO E DAS FIBRAS.....	233
4.1 – Apresentações & Análise dos Resultados Obtidos da Caracterização Geotécnica e do Comportamento Mecânico do Solo Puro.....	233
4.1.1 – Análise do Ensaio de Granulometria por Peneiramento & Sedimentação.....	233
4.1.2 – Análise dos Ensaio de Limites de Atterberg (LL & LP).....	235
4.1.3 – Análise do Ensaio de Massa Específica & Densidade dos Grãos de Solo.....	237
4.1.4 – Análise dos Ensaio de Dispersibilidade do Solo (Crumb Test & Ensaio Sedimentológico Comparativo).....	237
4.1.5 – Análise do Ensaio de Permeabilidade do Solo.....	238
4.1.6 – Análise do Ensaio de Compactação do Solo.....	239
4.1.7 – Análise do Ensaio de Resistência ao Cisalhamento do Solo.....	242
4.1.8 – Análise do Ensaio de Curva Característica do Solo.....	243
4.1.9 – Análise do Ensaio de Potencial de Colapso & Expansão do Solo.....	245
4.1.10 – Análise do Ensaio de MCT (Miniatura Compactado Tropical).....	246
4.1.11 – Apresentação da Geologia do Solo.....	248
4.2 – Apresentação da Caracterização do Cimento.....	249
4.3 – Apresentação das Características Física, Mecânica e de Aplicação da Fibra Utilizada.	250
4.4 - Síntese do Capítulo.....	252
 CAPÍTULO V: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE CIMENTO E DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA DA MISTURA SOLO-CIMENTO.....	 254
5.1 – Apresentação dos Resultados da Moldagem e Rompimento dos Corpos de Prova.....	254
5.2 – Análise do Efeito da Variação do Teor de Cimento na Resistência do Solo-Cimento...	261
5.3 – Análise do Efeito da Variação da Porosidade na Resistência do Solo-Cimento.....	262
5.4 – Análise da Relação Vazios/Cimento na Resistência do Solo-Cimento.....	263
5.5 – Análise da Relação Entre a RCS e a Razão - Porosidade/Volume de Cimento.....	264
5.6 - Síntese do Capítulo.....	266

CAPÍTULO VI: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA, DURABILIDADE, COMPRESSÃO SIMPLES APÓS A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE DURABILIDADE E TRAÇÃO DIAMETRAL.....	268
6.1 – Apresentações & Análises dos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada ou Compressão simples.....	268
6.1.1 – Análise Relação: Resistência à Compressão Simples Versus Teor e Comprimento das Fibras.....	268
6.1.2 – Análise da Relação: Índice de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras.....	274
6.1.3 – Análise da Relação: Volume de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras....	278
6.1.4 – Análise da Relação: Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras.....	280
6.1.5 – Análise da Relação: Extensão Axial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras..	284
6.1.6 – Análise da Relação: Resistência à Compressão Simples (RCS) Versus Índice de Vazios dos Compósitos.....	287
6.2 – Apresentação & Análise dos Resultados do Ensaio de Durabilidade por Molhagem & Secagem.....	294
6.3 – Apresentação & Análise dos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada Após a Realização do Ensaio de Durabilidade.....	305
6.3.1 – Análise da Relação: Resistência à Compressão Simples Versus Teor e Comprimento das Fibras.....	305
6.3.2 – Análise da Relação: Índice de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras.....	312
6.3.3 – Análise da Relação: Volume de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras....	313
6.3.4 – Análise da Relação: Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras.....	314
6.3.5 – Análise da Relação: Extensão axial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras...	318
6.4 – Apresentação & Análise dos Resultados do Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	322
 CAPÍTULO VII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS DO TIPO CONSOLIDADO ISOTROPICAMENTE DRENADO (CID).....	 333
7.1 – Análise da Relação: Resistência Última Versus Tipo de Material e Tensão de Consolidação.....	333

7.2 – Análise da Relação: Módulo de Deformabilidade Secante (E_{50}) Versus Tipo de Material e Tensão de Consolidação.....	335
7.3 – Análise da Relação: Módulo de Deformabilidade Tangente (E_i) Versus Tipo de Material e Tensão de Consolidação.....	338
7.4 – Análise da Relação: Equação de Mohr Coulomb Versus Tipo de Material.....	340
7.5 – Análise da Relação: Ângulo de Dilatância e Ângulo de atrito Crítico ou de Volume Constante Versus Tipo de Material.....	343
7.6 - Síntese do Capítulo.....	344

CAPÍTULO VIII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS DRENADOS.....

8.1 – Detalhes dos Cálculos dos Parâmetros.....	346
8.2 – Análise da Relação: Módulo Cíclico (MC) com Pressão Confinante Constante ($\sigma_3 =$ cte) Versus Tipo de Material.....	348
8.3 – Análise da Relação: Deformação Elástica com Pressão Confinante Constante ($\sigma_3 =$ cte) Versus Tipo de Material.....	352
8.4 – Análise da Relação: Deformação Permanente com Pressão Confinante ($\sigma_3 =$ cte) Versus Tipo de Material.....	354
8.5 – Análise da Relação: Módulo Cíclico (MC) com Pressão Confinante Variando em Fase com a Tensão Desviatória Versus Tipo de Material.....	356
8.6 - Síntese do Capítulo.....	359

CAPÍTULO IX: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS SÍSMICOS DE LABORATÓRIO UTILIZANDO OS TRANSDUTORES ULTRASSÔNICOS E PIEZOCERÂMICOS.....

9.1 – Análise da Relação: Velocidade da Onda Primária & Respetivo Módulo Confinado Versus Tempo de Cura.....	361
9.2 – Análise da Relação: Velocidade da Onda Secundária e Respetivo Módulo Cisalhante Versus Tempo de Cura.....	364
9.3 – Análise da Relação: Coeficiente de Poisson Versus Tempo de Cura.....	366
9.4 – Análise da Relação: Velocidades das Ondas Primária & Secundária & Respetivos Módulos Confinado & Cisalhante Versus Tempo de Cura & Tipo de Material.....	367
9.5 – Análise da Relação: Velocidades das Ondas Sísmicas & Seus Respetivos Módulos Versus Tipo de Material.....	369

9.6 – Análise da Relação: Velocidades das Ondas Sísmicas & Seus Respetivos Módulos Versus Deformação.....	373
9.7 – Análise da Relação: Módulo Confinado & Cisalhante Versus Teor & Comprimento das Fibras.....	377
9.8 – Análise da Relação: Comparação Entre os Módulos Confinado & Cisalhante para as Misturas Submetidas & Não Submetidas aos Ciclos de Molhagem & Secagem do Ensaio de Durabilidade.....	380
9.9 – Análise da Relação: Velocidade das Ondas P Versus Grau de Saturação.....	383
9.10 - Síntese do Capítulo.....	385
 CAPÍTULO X: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA UTILIZANDO O SCANNER ELECTRONIC MICROSCOPY (SEM) DA PHENOM.	387
10.1 - Síntese do Capítulo.....	396
 CAPÍTULO XI: CONCLUSÕES & PROPOSTAS PARA FUTUROS PESQUISAS....	397
11.1 – Conclusões.....	397
11.2 – Propostas para Pesquisas Futuras.....	401
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	403
ANEXOS.....	427

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II: REVISÃO BILIOGRAFICA

Figura 2.1	Localização da área de estudo.....	08
Figura 2.2	Vista das encostas estudadas no PMAHC: a) Encosta do Mirante/Sul e b) Encosta do Mirante/Leste.....	11
Figura 2.3	Situação das plataformas das estradas de acesso a: a) Casa do Faroleiro; b) Forte Castelo do Mar; c) Praia do Paraíso e d) Praia de Calhetas.....	12
Figura 2.4	a) Agulhamento e b) Encascalhamento.....	25
Figura 2.5	Relação entre a resistência à compressão simples e a durabilidade (Fonte: SCULLION <i>et al.</i> , 2005).....	35
Figura 2.6	Métodos para ensaios de solo-cimento em laboratório (Fonte: PCA, 1971 citado por SCULLION <i>et al.</i> , 2005).....	37
Figura 2.7	Exemplo do ensaio de rastro de roda Sul Africano (Fonte: SCULLION, 2005).....	45
Figura 2.8	Exemplo de medidas da erosão no ensaio de afundamento de trilha de roda (FONTE: BEER, 1989).....	45
Figura 2.9	a) Equipamento de medição dielétrica; b) Exemplo de medição dielétrica em corpo de prova; c) Sistema de ensaios e c) Resultados típicos (FONTE: SCULLION, 2005).....	48
Figura 2.10	Compressão Diametral: a) Detalhes das definições e b) Detalhes dos setores de deformação (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996).....	75
Figura 2.11	Detalhes da distribuição de Tensões: a) Ao longo do diâmetro horizontal e b) Ao longo do diâmetro vertical (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996).....	76
Figura 2.12	Influência do carregamento para: a) Tensões ao longo do diâmetro horizontal, b) Tensões ao longo do diâmetro vertical; Influência da distribuição de pressão para: c) Tensões ao longo do diâmetro horizontal e d) Tensões ao longo do diâmetro vertical (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996).....	80
Figura 2.13	Detalhe da rotação do plano das tensões principais em função do movimento da carga de roda.....	82
Figura 2.14	Comportamento das deformações reversível e irreversível ao longo dos ciclos de carga e descarga do ensaio triaxial cíclico.....	85
Figura 2.15	Determinação do módulo resiliente.....	86

Figura 2.16	a) Comportamento típico da relação tensão-deformação de um carregamento cíclico e b) Definição do módulo resiliente (Fonte: KONRAD & NGUYEN, 2006 citado por ROCHA e SILVA, 2011).....	87
Figura 2.17	Limites associados ao shakedown (Fonte: WERKMEISTER, 2003 modificado).....	93
Figura 2.18	Exemplo do mecanismo de desenvolvimento da deformação cisalhante.....	95
Figura 2.19	Comportamento da curva de rigidez em função do nível de deformação aplicado (Fonte: HOAR & STOKE (1978) adaptado por FERREIRA, 2003)...	96
Figura 2.20	Identificação das zonas I, II e III no espaço tridimensional segundo o modelo proposto por Jardine (1992).....	98
Figura 2.21	Exemplo esquemático básico do ensaio sísmico cross-hole.....	102
Figura 2.22	Exemplo esquemático básico do ensaio sísmico down-hole.....	103
Figura 2.23	Exemplo esquemático do ensaio de cone sísmico.....	104
Figura 2.24	Exemplo esquemático do ensaio de refração sísmica.....	105
Figura 2.25	Exemplo esquemático do ensaio de reflexão sísmica.....	106
Figura 2.26	Exemplo do mecanismo da análise espectral da onda de superfície (Fonte: STOKOE & SANTAMARINA, 2000).....	107
Figura 2.27	Equipamento para ensaio de coluna ressonante (Fonte: TAUTA, 2011).....	108
Figura 2.28	Exemplificação básica do ensaio de cisalhamento cíclico simples e da histerese resultante da relação tensão-deformação cisalhante (Fonte: KRAMER, 1996).....	108
Figura 2.29	Exemplificação básica do ensaio de torção cíclica (Fonte: ISHIHARA, 1996).	109
Figura 2.30	Detalhes de um transdutor piezocerâmico.....	110
Figura 2.31	Detalhes do funcionamento de um Bender Element: a) Polarização e deformação; b) Modelo de funcionamento e c) Esquema das ligações e polarização dos transdutores.....	112
Figura 2.32	Detalhes do funcionamento de um Extender Element: a) Polarização e deformação; b) Modelo de funcionamento e c) Esquema das ligações e polarização dos transdutores.....	113
Figura 2.33	Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda P.....	115
Figura 2.34	Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda S.....	117
Figura 2.35	Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda Rayleigh.....	119

Figura 2.36	Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda Love.....	119
Figura 2.37	Exemplo de funcionamento de um MEV.....	121

CAPÍTULO III: PROGRAMA EXPERIMENTAL & METODOLOGIA APLICADA PARA O DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Figura 3.1	Atrações turísticas existentes no PMAHC: a) Forte Castelo do Mar e b) Quartel do Castelo do Mar.....	134
Figura 3.2	Situação da superfície de rolamento: a) Baixo nível de serventia; b) Aumento no tamanho e na quantidade de ravinas; c) Ausência de um sistema de drenagem e d) Tentativa ineficiente de melhoramento do acesso.....	136
Figura 3.3	a) Local escolhido para coleta das amostras e b) Escavação realizada no pequeno talude existente na lateral da plataforma da estrada para início da atividade de coleta das amostras.....	137
Figura 3.4	Processos de coleta das amostras: a) Atividade de moldagem do bloco e coleta de amostra deformada e b) Bloco moldado e protegido com papel alumínio contra perda de umidade e coberto com talagarça e parafinado	138
Figura 3.5	Procedimentos estabelecidos na determinação da condutividade hidráulica com o uso do aparelho Tri Flex 2: a) Moldagem da amostra; b) Montagem do corpo de prova; c) Corpo de prova montado e d) Enchimento da célula com água para realização do ensaio.....	140
Figura 3.6	Aspectos do ensaio de cisalhamento direto: a) Realização do ensaio e b) Amostra após a realização do ensaio.....	142
Figura 3.7	Procedimentos para determinação da curva característica: a) Moldagem dos CPs; b) Processo de umedecimento por aspersão; c) Colocação do Papel Filtro e cobertura do conjunto com filme de PVC; d) Envolvimento do CP com folha de alumínio; e) Pesagem dos Papeis Filtro com balança apropriada e f) Colocação dos Papeis Filtro em cápsulas para secagem em estufa.....	144
Figura 3.8	Processo de inundação da amostra no ensaio de potencial de expansão e colapso.....	146
Figura 3.9	Processo de armazenamento e identificação das amostras para o ensaio MCT.	147
Figura 3.10	Fases do ensaio MCT: a) Corpo de prova extrudado 10,0 mm para fora do cilindro de compactação e b) Disposição dos corpo de prova no interior do tanque de imersão.....	148

Figura 3.11	a) Fases do ensaio de imersão MCT: Introdução de água destilada no tanque de imersão e b) Comportamento obtido dos corpos de prova durante os 20 minutos iniciais de imersão.....	149
Figura 3.12	Etapa inicial de preparação das amostras: a) Peneiramento do solo e b) Peneiramento do cimento.....	150
Figura 3.13	Materiais necessários para realização do processo de moldagem dos corpos de prova.....	151
Figura 3.14	Materiais proporcionalmente pesados e prontos para serem homogeneizados..	152
Figura 3.15	Preparação dos corpos-de-prova: a) Lubrificação das partes internas do cilindro e b) Camada de solo-cimento para compactação.....	153
Figura 3.16	Preparação dos corpos-de-prova: a) Processo de Compactação e b) Processo de Escarificação das camadas.....	153
Figura 3.17	Preparação dos corpos-de-prova: a) Proteção com filme de PVC e b) Acondicionamento em pequeno saco plástico e identificação.....	154
Figura 3.18	Processo de cura dos corpos de prova de solo-cimento em reservatório úmido	154
Figura 3.19	a) Secagem do corpo de prova e b) Rompimento do corpo de prova com uso da prensa automática.....	156
Figura 3.20	Preparação dos corpos-de-prova: a) Materiais necessários para o processo de homogeneização; b) Pesagem das camadas úmidas; c) Escarificação das camadas e d) Compactação das camadas em prensa automática.....	158
Figura 3.21	Preparação dos corpos-de-prova: a) Processo de desmoldagem; b) Pesagem do CP; c) Medidas das dimensões e d) Processo de embalagem e identificação do CP.....	159
Figura 3.22	Materiais utilizados para moldagem de um único CP de solo-cimento-fibra....	160
Figura 3.23	Preparação das fibras: a) Pistola de ar utilizada; b) Processo de sopragem das fibras; c) Fibras separadas e d) Comparação de volume para uma mesma quantidade de fibra.....	161
Figura 3.24	Incorporação das fibras ao solo: a) Espalhamento manual; b) Cobertura com solo-cimento; c) Repetição do espalhamento de mais uma camada de fibras e d) Aspecto final da homogeneização.....	162
Figura 3.25	Etapa de preparação do solo-cimento-fibra: a) Distribuição da mistura em recipientes plásticos e b) Processo de pesagem das camadas.....	163
Figura 3.26	Preparação do cp de scf: a) Inserção da mistura no interior do cilindro; b) Disposição das fibras ao longo do CP; c) Mistura compactada e d) Processo de perfuração da camada.....	164

Figura 3.27	Finalização do corpo de prova de solo-cimento-fibra: a) Identificação do CP e b) Armazenamento dos CPs no interior de uma câmara úmida.....	165
Figura 3.28	Comparação entre corpos de prova a) Aspecto de um CP ($\phi = 50$ mm e h = 100 mm) moldado sem aplicação da técnica utilizada e b) CP ($\phi = 70$ mm e h = 140 mm) moldado conforme a técnica aplicada.....	165
Figura 3.29	Preparação do cp para medição da deformação com LDT: a) Marcação da distância entre os suportes e b) Colagem dos suportes.....	166
Figura 3.30	Detalhes em milímetros dos transdutores linear de deslocamento (LDT) e dos seus locais de fixação.....	167
Figura 3.31	a) CPs em período de imersão e b) Processo de secagem superficial.....	168
Figura 3.32	Detalhes da correta colocação dos LDTs.....	168
Figura 3.33	Preparação dos cps na prensa: a) Detalhe da colocação correta do LDT e b) Célula de carga externa de 20 kN.....	169
Figura 3.34	Detalhes dos dispositivos de controle da velocidade de elevação da base da prensa: a) Alavanca de engrenagens e b) Botão giratório.....	170
Figura 3.35	Detalhes da prensa usada no ensaio de cs: a) Controles de ajustes e b) Sistema eletrônico de aquisição dos dados.....	170
Figura 3.36	Aspectos da ruptura do cp em cs: a) Exsudação desenvolvida no início do ensaio; b) Modelo de ruptura do solo-cimento; c) Modelo de ruptura solo-cimento-fibra e d) Colocação do papel filtro na cunha de ruptura.....	171
Figura 3.37	Ensaio de durabilidade: a) Processo de molhagem por imersão e b) Processo de secagem em estufa.....	172
Figura 3.38	Detalhes da escova de aço padrão para realização do ensaio de durabilidade conforme a NBR-13554 (ABNT 1996).....	173
Figura 3.39	Detalhes do processo de escovação: a) Topo e da base e b) Lateral ou radial...	174
Figura 3.40	Etapas do ensaio de durabilidade e sísmico: a) Processo assopro por jatos de ar e b) Medidas de ondas sísmicas.....	175
Figura 3.41	Comparação entre os CPs após o término dos seis ciclos: a) CPs de solo-cimento e b) CPs de solo-cimento-0,50% de FibroMac-6mm.....	176
Figura 3.42	Detalhes do ensaio de compressão simples: a) Célula de carga modelo externo de 100 kN e b) Processo de ruptura de um CP utilizando a célula de carga externa de 100 kN.....	177
Figura 3.43	Detalhes da disposição dos LDTs na vista frontal.....	178

Figura 3.44	Ensaio de tração por compressão diametral a) Vista lateral da disposição dos LDTs na base e no topo do corpo de prova e b) Imersão do CP após colagem dos suportes de fixação dos LDTs.....	178
Figura 3.45	Ensaio de tração por compressão diametral: a) Alinhamento do diâmetro do CP com os suportes de aço e b) Exemplo de rompimento de um corpo de prova.....	179
Figura 3.46	Instrumentação usada no ensaio CID: a) Célula de Carga utilizada e b) Sensores de efeito Hall e seus suportes.....	180
Figura 3.47	Aspectos da calibração da célula de carga: a) Aparelho registrador de carga e b) Visor digital de indicação de carga.....	181
Figura 3.48	Aparelhos de calibragem dos sensores de efeito Hall para: a) Sensores de medição vertical e b) Sensores de medição radial.....	182
Figura 3.49	Aparelhos de calibragem dos sensores de efeito Hall para: a) Sensores de medição vertical e b) Sensores de medição radial.....	182
Figura 3.50	Micrômetros acoplados nos aparelhos de calibragem: a) Vertical e b) Horizontal.....	183
Figura 3.51	Detalhes da calibração: a) Sensor de efeito Hall com suporte e cabo de conexão e b) Cabo de conexão do sensor conectado na caixa de aquisição de dados.....	183
Figura 3.52	Detalhes do sensor: a) Componentes do sensor de efeito Hall e b) Sentido de movimento do sensor para registro de deformações no CP.....	184
Figura 3.53	Detalhes da instalação dos transdutores piezocerâmicos: a) Marcação do formato dos transdutores; b) Modelo de marcação; c) Abertura de encaixe; d) Alinhamento dos transdutores; e) Rebaixamento e f) Anel de fixação dos transdutores.....	185
Figura 3.54	Detalhes da preparação do ensaio CID: a) Colocação do papel filtro; b) Encamisador de PVC; c) Preenchimento das aberturas com solo; d) Fixação do top cap e dos o-rings; e) Marcação das posições das bases dos suportes dos sensores e f) Fixação das bases do suporte radial.....	187
Figura 3.55	Detalhes do fechamento da célula de carga: a) Mangueira de drenagem superior e b) Tampo de ajuste dos cabos dos transdutores.....	188
Figura 3.56	Detalhes do aumento da pressão de consolidação ao longo da altura do corpo de prova durante a etapa de percolação.....	190
Figura 3.57	Aparato de controle no triaxial: a) Transdutores de pressão, confinante (σ_3) e contra-pressão (μ) e b) Válvulas de pressão d água.....	193

Figura 3.58	Detalhes do ensaio CID: a) Sistema adotado para drenagem dupla e b) Prensa automatizada.....	196
Figura 3.59	Etapas do ensaio CID: a) Aparelho GDS; b) Influência do suporte radial na resistência pós-pico; c) Desmonte do CP após término do ensaio e d) Uso da técnica do papel-filtro.....	197
Figura 3.60	Detalhes da montagem do ensaio triaxial cíclico: a) Montagem do CP no pedestal da célula triaxial com pedra-porosa e papel filtro; b) Encamisamento do CP com membrana de látex marcada e c) CP com O-rings e top-cap.....	199
Figura 3.61	Montagem da instrumentação: a) Detalhes do LVDT radial; b) Detalhes dos LVDTs axiais; c) Local de fixação do LVDT radial; d) Locais de fixação dos LVDTs axiais; e) Detalhes da fixação dos LVDTs ao longo da geratriz do CP e f) Detalhe da disposição do CP no interior da câmara triaxial.....	200
Figura 3.62	Montagem de câmara de alta pressão: a) Sistema de elevação manual; b) Dispositivos acoplados a base da câmara; c) Detalhes dos dispositivos contidos na tampa da câmara e d) Câmara de alta-pressão utilizada durante os ensaios triaxiais cíclicos.....	201
Figura 3.63	Detalhes da prensa triaxial cíclica da FEUP: a) Servoatuador do eixo radial; b) Câmara triaxial; c) Sistema de conexão em tubo de cobre: Servoatuador – Câmara triaxial e d) Servocomando de pressão; e) Servoatuadores de pressões e f) Servocomando de pressão.....	203
Figura 3.64	Detalhes da prensa triaxial cíclica da FEUP: a) Servoatuador Superior de 10 kN e b) Servoatuador Inferior de 100 kN.....	204
Figura 3.65	Ilustração do sistema elétrico-hidráulico da prensa de ensaios triaxiais Cíclicos e Estático da FEUP.....	205
Figura 3.66	Detalhes da prensa triaxial: a) Vista em perspectiva da central hidráulica e b) Vista superior da central hidráulica.....	206
Figura 3.67	Detalhes do sistema triaxial de aquisição da prensa: a) Computador de controle e b) Quadro elétrico da instrumentação.....	207
Figura 3.68	Configuração do eixo padrão rodoviário.....	208
Figura 3.69	Exemplo do modelo do comportamento cíclico.....	209
Figura 3.70	Detalhe da tensão desvio real.....	210
Figura 3.71	Equipamentos de pressão: a) Compressor geral e b) Painel de regulação das pressões.....	211
Figura 3.72	Utensílios necessários para realizar o ensaio de ondas sísmicas com o instrumento ultrassônico Pundit Lab.....	212

Figura 3.73	Acessórios do Pundit Lab: a) Cabo tipo USB utilizado para conectar o ultrassônico ao computador e b) Detalhe da ligação ultrassônico-computador.	213
Figura 3.74	Detalhes dos cabos do Pundit Lab: a) Cabo tipo BNC utilizado para conectar os transdutores ao ultrassônico e b) Detalhe da ligação transdutor (onda-P)/ultrassônico.....	214
Figura 3.75	Transdutores geradores de ondas: a) Onda de compressão (onda-P) e b) Ondas de Cisalhamento (onda-S).....	214
Figura 3.76	Esquemática da correta conexão e disposição dos dispositivos do aparelho ultrassônico PUNDIT Lab.....	215
Figura 3.77	<u>Outros tipos de transdutores disponíveis para uso no ultrassônico PUNDIT</u> (Fonte: http://www.proceq.com , acessado em 31/05/2012 às 15:10).....	217
Figura 3.78	Exemplos de disposições dos transdutores para medidas de ondas.....	217
Figura 3.79	Alinhamento vertical dos transdutores de: a) Ondas-P e b) Ondas-S.....	218
Figura 3.80	Preparação do ensaio Pundit Lab: a) Exemplo de aplicação do gel ultrassônico ao transdutor emissor (transdutor de base) e b) Acoplamento acústico entre o transdutor receptor (transdutor de topo) e a superfície do corpo de prova.....	219
Figura 3.81	Detalhes da montagem do corpo de prova: a) CP pronto para processo de percolação; b) Câmara triaxial preparada para realização do ensaio.....	220
Figura 3.82	Esquemática da correta conexão e disposição dos aparelhos necessários para realização do ensaio com os transdutores piezocerâmicos Bender/Extender Elements.....	221
Figura 3.83	Detalhes dos equipamentos utilizados para o ensaio com os transdutores piezocerâmicos.....	221
Figura 3.84	Detalhes dos amplificadores dos transmissor e receptor piezoelétricos utilizados durante os ensaios.....	223
Figura 3.85	Detalhes do gerador de função utilizado durante os ensaios.....	224
Figura 3.86	Detalhes do osciloscópio utilizado durante os ensaios sísmicos.....	226
Figura 3.87	Preparação das amostras para o MEV: a) Grafite Coloidal (Base de Isopropanol) e b) Amostras coladas com grafite coloidal nas bases dos suportes metálicos.....	228
Figura 3.88	Detalhes da preparação da amostra no MEV: a) Fixação dos suportes metálicos no porta-amostra e b) Amostra sendo submetida a jatos de nitrogênio para remoção de partículas não aderidas.....	229

Figura 3.89	Comparação da amostra de solo-cimento-fibra: a) Antes da aplicação de jatos de nitrogênio e b) Depois da aplicação dos jatos.....	230
Figura 3.90	Sentidos de ajustes do porta-amostra no MEV.....	230
Figura 3.91	Inserção do porta-amostra no SEM fabricado pela PHENOM.....	231
Figura 3.92	Detalhes do SEM: a) Scanner da PHENOM e b) Exemplos de imagens obtidas.....	232

CAPÍTULO IV: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO, DO CIMENTO E DAS FIBRAS

Figura 4.1	Curva granulométrica.....	234
Figura 4.2	Ensaio de Crumb Test do solo.....	238
Figura 4.3	Resultados dos ensaios de compactação para os três níveis de energias.....	240
Figura 4.4	Gráfico da relação: Tensão de cisalhamento (τ) em função da deformação (ϵ). ..	242
Figura 4.5	Gráfico: Tensão Normal (σ) versus Tensão Cisalhante (τ) do ensaio de cisalhamento direto.....	243
Figura 4.6	Curva característica experimental do solo no estado natural: a) Sucção matricial versus teor de umidade gravimétrica e b) Sucção matricial versus grau de saturação.....	244
Figura 4.7	Gráficos da relação: Índice de Vazios versus Tensão Vertical a) CP-I e b) CP-II.....	245
Figura 4.8	Mapa geológico da área do PMAHC (Fonte: SILVA, 2004).....	249

CAPÍTULO V: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE CIMENTO E DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA DA MISTURA SOLO-CIMENTO

Figura 5.1	Gráficos da variação de massa em função das atividades realizadas para corpos de prova moldados com teores de cimento iguais a: a) 3,0 %, b) 4,0 %, c) 5,0 % e d) 6,0 %.....	261
Figura 5.2	Variação da resistência à compressão simples em função ao teor de cimento e da energia de compactação.....	262
Figura 5.3	Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor de cimento utilizado.....	263
Figura 5.4	Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento.....	263

Figura 5.5	Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento.....	265
Figura 5.6	Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento elevado ao expoente 0,77.....	265

CAPÍTULO VI: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA, DURABILIDADE, COMPRESSÃO SIMPLES APÓS A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE DURABILIDADE & TRAÇÃO DIAMETRAL

Figura 6.1	Resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras.....	269
Figura 6.2	Média da resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras.....	270
Figura 6.3	Relação índice de vazios versus teor e comprimento das fibras.....	275
Figura 6.4	Índice de vazios médios versus teor e comprimento das fibras.....	277
Figura 6.5	Relação volume de vazios médio versus teor e comprimento das fibras.....	278
Figura 6.6	Relação módulo de elasticidade tangente inicial versus teor e comprimento das fibras.....	281
Figura 6.7	Média do Módulo de elasticidade tangente inicial versus teor e comprimento das fibras.....	282
Figura 6.8	Determinação dos parâmetros para cálculo do módulo de elasticidade tangente inicial.....	283
Figura 6.9	Relação força versus deformação no ensaio de RCS das misturas desta pesquisa.....	284
Figura 6.10	Relação extensão versus teor e comprimento das fibras.....	285
Figura 6.11	Relação extensão vertical média versus teor e comprimento das fibras.....	286
Figura 6.12	Relação das médias das resistências obtidas em função dos índices de vazios para cada variável investigada.....	287
Figura 6.13	Exemplos de distribuição das fibras nas matrizes dos compósitos formados para o teor de 0,75 % de fibra: a) e b) FibroMac de 6 mm e c) e d) FibroMac de 24 mm.....	289
Figura 6.14	Relação das médias das resistências obtidas em função dos volumes vazios para cada variável investigada.....	290
Figura 6.15	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento sem reforço	291
Figura 6.16	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,25% de 6 mm.....	291

Figura 6.17	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,25% de 24 mm.....	292
Figura 6.18	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,50% de 6 mm.....	292
Figura 6.19	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,50% de 24 mm.....	293
Figura 6.20	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,75% de 6 mm.....	293
Figura 6.21	Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,75% de 24 mm.....	294
Figura 6.22	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento.....	295
Figura 6.23	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,25% de 6 mm.....	296
Figura 6.24	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,50% de 6 mm.....	297
Figura 6.25	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,75% de 6 mm.....	298
Figura 6.26	Perda de massa média por ciclo em função do teor de fibra.....	298
Figura 6.27	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,25% de 24 mm.....	299
Figura 6.28	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,50% de 24 mm.....	299
Figura 6.29	Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,75% de 24 mm.....	300
Figura 6.30	Perda de massa média por ciclo em função do teor de fibra.....	301
Figura 6.31	Perda de massa média por ciclo em função do teor e comprimentos das fibras	301
Figura 6.32	Resistência à compressão simples pós escovação versus teor e comprimento das fibras nos CPs.....	306
Figura 6.33	Relação entre sucção e comprimento e teor das fibras.....	308
Figura 6.34	Relação entre a média da resistência à compressão não confinada versus teor e comprimento das fibras.....	309
Figura 6.35	Relação entre índice de vazios e teor e comprimento das fibras.....	312
Figura 6.36	Relação entre índice de vazios médio e o teor e comprimento das fibras.....	313
Figura 6.37	Relação entre o volume de vazios médio e os teores e comprimentos das fibras.....	314

Figura 6.38	Relação entre o módulo de elasticidade tangente inicial e os teores e comprimentos das fibras.....	315
Figura 6.39	Relação entre o módulo de elasticidade tangente inicial médio e os teores e comprimentos das fibras.....	316
Figura 6.40	Relação extensão versus teor e comprimento das fibras.....	319
Figura 6.41	Relação extensão média versus teor e comprimento das fibras.....	320
Figura 6.42	Resistência à tração por compressão diametral versus teor e comprimento das fibras.....	323
Figura 6.43	Resistência média à tração por compressão diametral versus teor e comprimento das fibras.....	324
Figura 6.44	Disposição das fibras nas zonas de ruptura referentes aos ensaios de compressão diametral e axial.....	327

CAPÍTULO VII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS DO TIPO CONSOLIDADO ISOTROPICAMENTE DRENADO (CID)

Figura 7.1	Relação tensão-deformação para os diferentes materiais estudados.....	334
Figura 7.2	Módulo de deformabilidade secante do solo com tensão de consolidação de 50 kPa.....	336
Figura 7.3	Determinação do módulo de elasticidade do solo pelo modelo hiperbólico.....	339
Figura 7.4	Gráfico da relação p' versus q para os diferentes tipos de materiais trabalhados.....	341
Figura 7.5	Gráfico da relação s' versus t para os diferentes tipos de materiais trabalhados	342

CAPÍTULO VIII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS DRENADOS

Figura 8.1	Representação das trajetórias das tensões aplicadas no ensaio triaxial cíclico...	348
Figura 8.2	Comportamento do módulo cíclico utilizando os LVDTs internos.....	349
Figura 8.3	Comportamento do módulo cíclico utilizando o LVDT externo.....	350
Figura 8.4	Comportamento do módulo cíclico utilizando o atuador axial.....	351
Figura 8.5	Comportamento da deformação elástica (LVDT externo) ao longo dos ciclos..	353
Figura 8.6	Comportamento da deformação elástica (atuador axial) ao longo dos ciclos.....	353
Figura 8.7	Comportamento da deformação permanente (LVDTs internos) ao longo dos ciclos.....	354

Figura 8.8	Comportamento da deformação permanente (LVDT externo) ao longo dos ciclos.....	355
Figura 8.9	Comportamento da deformação permanente (atuador axial) ao longo dos ciclos.....	356
Figura 8.10	Comportamento do módulo cíclico utilizando os LVDTs internos.....	357
Figura 8.11	Comportamento do módulo cíclico utilizando os LVDTs externo e interno.....	359

CAPÍTULO IX: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS SÍSMICOS DE LABORATÓRIO UTILIZANDO OS TRANSDUTORES ULTRASSÔNICOS & PIEZOCERÂMICOS

Figura 9.1	Resultados da velocidade da onda P e do módulo confinado em função do tempo de cura para o solo + cimento.....	362
Figura 9.2	Resultados da velocidade da onda P e do módulo confinado em função do tempo de cura para o solo + cimento + fibra.....	363
Figura 9.3	Comparação entre os parâmetros obtidos das misturas de solo + cimento e solo + cimento + fibra.....	364
Figura 9.4	Comparação entre os parâmetros obtidos das misturas de solo + cimento e solo + cimento + fibra.....	366
Figura 9.5	Comparação entre os coef. de Poisson dos materiais em função do tempo de cura.....	367
Figura 9.6	Comparação entre as velocidades das ondas P e S e os respectivos módulo para o SC.....	368
Figura 9.7	Comparação entre as velocidades das ondas P e S e os respectivos módulo para o SCF.....	368
Figura 9.8	Comparação entre a velocidade da onda P para os diferentes materiais.....	370
Figura 9.9	Comparação entre a velocidade da onda S para os diferentes materiais.....	371
Figura 9.10	Comparação entre o módulo confinado para os diferentes materiais.....	371
Figura 9.11	Comparação entre o módulo cisalhante para os diferentes materiais.....	372
Figura 9.12	Comparação entre o coeficiente de Poisson para os diferentes materiais.....	373
Figura 9.13	Comportamento obtido pelo solo + cimento para ciclos de carga e descarga....	374
Figura 9.14	Velocidade das ondas P e S em função do aumento da deformação axial.....	375
Figura 9.15	Módulos confinado e cisalhante do solo-cimento em função do aumento da deformação axial.....	376
Figura 9.16	Coeficiente de Poisson em função do aumento da deformação axial.....	377
Figura 9.17	Comportamento do módulo confinado versus teor e tipo de fibra.....	378

Figura 9.18	Comportamento do módulo cisalhante versus teor e tipo de fibra.....	378
Figura 9.19	Comportamento das ondas P e S para as condições com e sem realização do ensaio de durabilidade.....	381
Figura 9.20	Comportamento dos módulos M_0 e G_0 para as condições com e sem realização do ensaio de durabilidade.....	381
Figura 9.21	Comportamento dos módulos G_0 para as misturas contendo FibroMac-6 submetidas e não submetidas ao ciclos do ensaio de durabilidade.....	382
Figura 9.22	Comportamento dos módulos G_0 para as misturas contendo FibroMac-24 submetidas e não submetidas ao ciclos do ensaio de durabilidade.....	383
Figura 9.23	Velocidade da onda P diante do aumento do grau de saturação do solo-cimento.....	384
Figura 9.24	Velocidade da onda P diante do aumento do grau de saturação do solo-cimento-fibra.....	384

CAPÍTULO X: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA UTILIZANDO O SCANNER ELECTRONIC MICROSCOPY (SEM) DA PHENOM

Figura 10.1	Imagem do solo: a) Fração granular do solo: a) Grãos de areia entre 0,062 mm < ϕ < 2,00 mm e b) Grãos de areia com ϕ > 2,00 mm	387
Figura 10.2	Imagens obtidas pelo SEM do possível composto hidratado hidróxido de cálcio contido na pasta do cimento ARI utilizado no estudo.....	390
Figura 10.3	Imagens da etringita ($C_6AS_3H_{32}$) obtidas pelo SEM nos materiais desta pesquisa.....	390
Figura 10.4	Imagens de grãos anidros do cimento ARI representados pelos pontos claros..	391
Figura 10.5	Diagrama esquemático de desenvolvimento estrutural durante a hidratação do cimento Portland (Fonte: SCRIVENER, 1989).....	393
Figura 10.6	Microfotografias da disposição das fibras na matriz de solo-cimento-fibra.....	395
Figura 10.7	Microfotografias dos vazios capilares de solo-cimento mostradas pelas partes escuras.....	395

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO II: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tabela 2.1	Ruínas existentes no PMAHC (Fonte: CAVALVANTI, 2006).....	10
Tabela 2.2	Tipos de erosão e seus agentes desencadeadores (Fonte: ZACAR, 1982).....	11
Tabela 2.3	Níveis de severidade de buracos (Fonte: ODA, 1995).....	17
Tabela 2.4	Níveis de severidade de buracos (Fonte: NUNES, 2003).....	17
Tabela 2.5	Faixa granulométrica de materiais para revestimento primário (Fonte: SOUTH DAKOTA LOCAL TRANSPORTATION – US citado por BAESSO & GONÇALVES, 2003).....	24
Tabela 2.6	Espessuras (cm) de agregados para camadas de revestimento primário (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000).....	26
Tabela 2.7	Espessuras sugeridas para camadas de revestimento primário.....	28
Tabela 2.8	Valores admitidos para perda de peso após a realização do ensaio de durabilidade (Fonte: SCULLION <i>et al.</i> , 2005).....	37
Tabela 2.9	Faixas típicas de resistência à compressão não confinada para solo-cimento (Fonte: EPPS, DUNLAP & GALLAWAY 1971).....	38
Tabela 2.10	Valores requeridos pela USACE para perda de peso após a realização do ensaio de durabilidade (Fonte: SCULLION <i>et al.</i> , 2005).....	38
Tabela 2.11	Valores de resistência à compressão simples recomendados pela USACE.....	38
Tabela 2.12	Detalhes dos valores das constantes I (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996).....	78
Tabela 2.13	Modelos existentes para prever o valor do módulo resiliente dos materiais granulares não cimentados (Fonte: KONRAD & NGUYEN, 2006 Citado por ROCHA e SILVA, 2011).....	89
Tabela 2.14	Modelos desenvolvidos para estimar a deformação permanente em função do número de ciclos de carga e descarga (Fonte: LEKARP <i>et al.</i> , 2000 a) e WERKMEISTER, 2003, citados por ROCHA e SILVA, 2011).....	91
Tabela 2.15	Diferentes zonas de comportamento do solo (Fonte: SANTOS, 2002).....	97
Tabela 2.16	Fatores que influenciam o módulo de distorção segundo Barros (1997).....	99
Tabela 2.17	Parâmetros que influenciam o módulo de cisalhamento dos solos segundo Hardin & Drnevich, 1972 a).....	99
Tabela 2.18	Tipos de ensaios e suas respectivas técnicas utilizadas para determinação do módulo de distorção (Fonte: SANTOS <i>et al.</i> , 2001).....	100

CAPÍTULO III: PROGRAMA EXPERIMENTAL & METODOLOGIA APLICADA PARA O DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Tabela 3.1	Definição das variáveis de resposta em função do tipo de ensaio realizado.....	124
Tabela 3.2	Ensaio de caracterização geotécnica e de comportamento mecânico, realizados para o solo puro desta pesquisa.....	125
Tabela 3.3	Tipos de ensaios e suas respectivas quantidades na etapa 4 deste estudo.....	129
Tabela 3.4	Detalhes da quantidade de ensaios triaxiais estáticos do tipo CID realizados nesta pesquisa.....	131
Tabela 3.5	Detalhes da quantidade de ensaios triaxiais cíclicos do tipo CID realizados neste pesquisa.....	132
Tabela 3.6	Detalhes da quantidade de leituras de ondas sísmicas realizadas na presente pesquisa.....	133
Tabela 3.7	Detalhes dos canais e das frequências utilizadas para obtenção das ondas sísmicas.....	223

CAPÍTULO IV: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO, DO CIMENTO E DAS FIBRAS

Tabela 4.1	Composição granulométrica do solo desta pesquisa de acordo com a ABNT....	234
Tabela 4.2	Composição granulométrica do solo de acordo com o sistema da ISSMFE.....	235
Tabela 4.3	Parâmetros obtidos em função da energia de compactação aplicada.....	240
Tabela 4.4	Índices físicos do solo no estado natural.....	241
Tabela 4.5	Graus de compactação obtidos do solo natural em relação ao Proctor.....	242
Tabela 4.6	Índice físicos das amostras do solo para determinação da curva característica..	243
Tabela 4.7	Resultados dos ensaios de Mini-MCV (ME-258/1994) e Perda de Massa por Imersão (ME-256/1994).....	247
Tabela 4.8	Propriedades típicas de solos pertencentes ao grupo LA' da classificação MCT (Fonte: DNER: CLA-259/1996).....	248
Tabela 4.9	Limites dos materiais de composição do cimento CP – V (Fonte: COSTA, 2003).....	250
Tabela 4.10	Ensaio químicos, físico e mecânicos do lote de cimento CP V – ARI – RS (Fonte: SEVERO, 2011).....	250
Tabela 4.11	Propriedades físicas, mecânicas e de aplicação das fibras (FONTE: MACCAFERRI).....	251

CAPÍTULO V: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE CIMENTO E DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA DA MISTURA SOLO-CIMENTO

Tabela 5.1	Resultados de RCS obtidos com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima referente à energia do Proctor normal.....	256
Tabela 5.2	Resultados de RCS obtidos com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima referente à energia do Proctor intermediário.....	257
Tabela 5.3	Resultados de RCS obtidos com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima referente à energia do Proctor modificado.....	258
Tabela 5.4	Resultados da variação das massas dos corpos de prova após os processos de moldagem, cura e imersão (energia do Proctor normal).....	259
Tabela 5.5	Resultados da variação das massas dos corpos de prova após os processos de moldagem, cura e imersão (energia do Proctor intermediário).....	259
Tabela 5.6	Resultados da variação das massas dos corpos de prova após os processos de moldagem, cura e imersão (energia do Proctor modificado).....	260
Tabela 5.7	Resultados do parâmetro C_{iv}	266

CAPÍTULO VI: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA, DURABILIDADE, COMPRESSÃO SIMPLES APÓS A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE DURABILIDADE & TRAÇÃO DIAMETRAL

Tabela 6.1	Acréscimo de resistência obtida em função das variáveis comprimento e teor da Fibra.....	273
Tabela 6.2	Variação do volume de vazios em função do teor e do comprimento das fibras nos cps de RCS.....	279
Tabela 6.3	Detalhes dos valores dos módulos de elasticidade tangente inicial nas misturas desta pesquisa.....	283
Tabela 6.4	Detalhes dos valores das extensões lineares verticais nas misturas no ensaio de RCS.....	286
Tabela 6.5	Valores críticos para controle de correlação (R), para níveis de significância $(1 - \alpha)$ e N observações (Fonte: CHASE & BROWN, 1992).....	288
Tabela 6.6	Redução do volume ao final do ensaio de durabilidade.....	303
Tabela 6.7	Resultado do ensaio de durabilidade para as misturas desenvolvidas.....	304
Tabela 6.8	Resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras e influência da sucção nos CPs de durabilidade.....	307

Tabela 6.9	Valores de resistências a compressão simples obtidas pelos CPs após ensaio de durabilidade.....	310
Tabela 6.10	Comparação entre os valores de resistências a compressão simples obtidas com e sem ensaio de durabilidade.....	311
Tabela 6.11	Valores dos módulos de elasticidade tangente inicial nas misturas em função do teor de fibras.....	317
Tabela 6.12	Comparações entre módulos de elasticidade tangente inicial das misturas submetidas e não submetidas ao ensaio de durabilidade.....	318
Tabela 6.13	Valores das extensões lineares verticais nas misturas.....	320
Tabela 6.14	Valores das extensões lineares verticais nas misturas.....	321
Tabela 6.15	Valores das resistências à tração e comparação ao solo + cimento.....	325
Tabela 6.16	Comparação entre os valores das resistências a compressão e tração.....	326
Tabela 6.17	Comparação do acréscimo de resistência das resistências à compressão e tração.....	326
Tabela 6.18	Coefficiente de Poisson e módulo de elasticidade obtidos a partir do ensaio de tração por compressão diametral.....	328
Tabela 6.19	Valores típicos de coeficiente de Poisson (Fonte: BALBO, 2007).....	330

CAPÍTULO VII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS DO TIPO CONSOLIDADO ISOTROPICAMENTE DRENADO (CID)

Tabela 7.1	Resultados da resistência máxima obtida em função do tipo de material e da tensão de consolidação aplicada.....	333
Tabela 7.2	Módulo de deformabilidade secante dos materiais em função da tensão de consolidação (instrumentação interna).....	335
Tabela 7.3	Módulo de deformabilidade secante dos materiais em função da tensão de consolidação (LVDT externo).....	338
Tabela 7.4	Módulo de deformabilidade tangente calculado pelo modelo hiperbólico.....	340
Tabela 7.5	Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.....	342
Tabela 7.6	Ângulos de atrito, dilatância e de volume constante dos materiais desta pesquisa.....	344

CAPÍTULO VIII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS DRENADOS

Tabela 8.1	Detalhes das pressões para os dois tipos de modelos de ciclagens estabelecidos.....	347
Tabela 8.2	Composição e desempenho das misturas de solo-cimento (CERATTI, 1991)...	350

CAPÍTULO X: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA UTILIZANDO O SCANNER ELECTRONIC MICROSCOPY (SEM) DA PHENOM

Tabela 10.1	Relação entre dimensão das partículas de cimento Portland e tempo de hidratação sob condições normais de cura (TAYLOR, 1992).....	392

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Alternate Current
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATIC	Associação de Normas Técnicas da Indústria do Cimento
BGS	Brita Graduada Simples
BNC	Bayonet Neil Concelman
BP	Back Pressure (Contra-Pressão)
CBR	Califórnia Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia)
CD	Consolidated Drained (Consolidado Drenado)
CF	Comprimento das Fibras de Polipropileno (6 e 24 mm)
CH	Clay High (Argila de Alta Compressibilidade)
CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CIU	Consolidado Isotropicamente Não Drenado
CL	Clay Low (Argila de Baixa Compressibilidade)
CP V / ARI	Cimento Portland V de Alta Resistência Inicial
CP	Corpo de Prova
CPs	Corpos de Prova
CP	Confinant Pressure (Pressão Confinante)
CS / cs	Compressão Simples
CU	Consolidated Undrained (Consolidado Não Drenado)
D	Durabilidade
DC	Direct Current
DNER	Departamento Nacional de Estrada de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DOT	Department of Transportation
EDX	Energy Dispersive X-Ray
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EN	Europe Norm
ET AL.	E Outros
EUA	Estados Unidos da America
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FHWA	Federal Highway Administration

FibroMac	Fibras de Polipropileno fabricadas pela Empresa Maccaferri
FIDEM	Fundação para o Desenvolvimento dos Municípios de Pernambuco
GC	Gravel Clay (Pedregulho Argiloso)
GC	Grau de Compactação
GDS	Standard Pressure Controller
GESEP	Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies da UFPE
GM	Gravel Mo (Pedregulho Siltoso)
GP	Gravel Poorly Graded (Pedregulho Mal Graduado)
Gpa	Giga Pascal (10^9 Pascal)
GW	Gravel Well (Pedregulho Bem Graduado)
HCA	Hollow Cylinder Apparatus
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IC	Índice de Consistência
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
ISSMFE	Internacional Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
KN	QuiloNewton
Kpa	Kilo Pascal (10^3 Pascal)
LABGEO	Laboratório de Geotecnia da FEUP
LAGESE	Laboratório de Geologia Sedimentar do Departamento de Geologia da UFPE
LDT	Linear Displacement Transducers (Transdutores de Deslocamento Linear).
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MC	Módulo Cíclico
MCT	Miniature Compactada Tropical
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura ou Microscópio Eletrônico de Varredura
MH	Mo High (Silte de alta Compressibilidade)
ML	Mo Low (Silte de Baixa Plasticidade)
MPa	Mega Pascal (10^6 Pascal)
NBR	Norma da Associação Brasileira
OH	Organic High (Silte ou Argila Orgânicos de Alta Compressibilidade)
Onda P	Onda Primária ou Onda de Compressão

Onda S	Onda Secundária ou Onda de Corte/Cisalhante
PCA	Portland Cement Association
PD	Porcentagem de Dispersão
PET	Polietileno Tereftalato
PIB	Produto Interno Bruto
PID	Proportional Integral Derivative.
PMAHC	Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti
PVC	Polyvinyl chloride
RCS	Resistencia à Compressão Simples
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
SC	Sand Clay (Areia Argilosa)
SEM	Scanning Electronic Microscopy
SH	Horizontalmente Polarizadas
SM	Sand Mo (Areia Siltosa)
SP	Sand Poorly Graded (Areia Mal Graduada)
SV	Verticalmente Polarizadas
SW	Sand Well (Areia bem Graduada)
TC	Teor de Cimento
TD	Tração Diametral
TF	Teor de Fibras de Polipropileno Incorporadas a Massa de Solo + Cimento (0,25, 0,50 e 0,75%)
TST	Tube Suction Test
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
USACE	United State Army Corpo of Engineers
USB	Universal Serial Bus
UU	Unconsolidated Undrained (Não Consolidado e Não Drenado)
VDC	Volts Direct Current,
0,25 % de FibroMac-6	0,25 % de peso, em relação à massa de solo + cimento, de fibras de polipropileno de 6 mm de comprimento fabricadas pela empresa Maccaferri

LISTA DE SIMBOLOS

a	Largura da Faixa de Carga
A	Conteúdo de Ar
$\bar{B}$	Parâmetro de Skempton que avalia o grau de saturação
C	Consumo de Cimento
cm	Centímetros
C_{iv}	Teor Volumétrico de Cimento
$^{\circ}C$	Graus Celsius
d'	Inclinação do Ramo Seco da Curva de Compactação
D	Diâmetro do Corpo de prova
e	Índice de Vazios
E_{50}	Módulo de Deformabilidade Secante Correspondente a 50 % da Força Máxima de Ruptura
E	Módulo de Young ou Módulo de Elasticidade
E_T	Módulo de Elasticidade Tangente Inicial em Compressão
F_R	Força Máxima Resistida pelo Corpo de prova
g	Aceleração da Gravidade
G_g	Densidade dos Grãos de Solo
$G_{Máx} = G = G_0$	Módulo de Distorção ou de Cisalhamento do Solo
h	Altura do Corpo de prova
hab./km ²	Habitantes por Quilômetros Quadrados
i	Coeficientes de Colapso Estrutural
K	Condutividade Hidráulica
K	Módulo Volumétrico
k_b	Módulo Volumétrico do Esqueleto Sólido do Solo
Kg	Quilograma
kHz	QuiloHertz (10 ³ Hertz)
km ²	Quilômetros Quadrados
KN	Quilo Newton (10 ³ Newton)
mm	Milímetros
M	Módulo Confinado
n	Porosidade
N	Newton
N ^o	Número

P	Resultante (força) da Pressão
PA'2	Podzólico
Pi	Perda de Massa por Imersão
Pol	Polegada
Psi	Libra Força por Polegada Quadrada (Unidade de Pressão)
R	Raio do Cilindro
R\$	Reais (Atual Moeda Brasileira)
R ²	Coeficiente de Correlação ou Determinação
s'	Metade da Diferença entre a Tensão Axial Efetiva e a Pressão de Consolidação
S ₀	Grau de Saturação
t	Metade da Soma entre a Tensão Axial Efetiva e a Pressão de Consolidação
TC	Teor de Cimento
Ua – Uw	pressão da água menos pressão do ar = sucção
V _p	Velocidade de propagação da onda P
V _{percolado}	Volume Percolado
V _s	Velocidade de propagação da onda S
V _{vazios}	Volume de Vazios
w	Umidade da Amostra
%	Porcentagem
σ ₁	Tensão Desvio
σ ₃	Pressão de Confinamento (Confinant Pressure)
σ _{xx} , σ _{yy} e σ _{zz}	Tensões Normais nas Direções Principais
σ _{xy} , σ _{xz} e σ _{zy}	Tensões de Cisalhamento nas Direções Principais
ε ₃	Extensão Vertical do Corpo de prova para F ₃ , quando F ₃ = 0,30.F _R
ε _{xx} , ε _{yy} e ε _{zz}	Deformações Correspondentes às Tensões Normais
ε _{xy} , ε _{xz} e ε _{yz}	Deformações Correspondentes às Tensões de Cisalhamento Principais
Δp'	Variação da Tensão Média
Δq	Variação da Tensão Desvio
Δq/Δp	Razão entre a Variação da Tensão Desvio sobre a Variação da Tensão Média
ΔV	Variação Volumétrica
v	Coeficiente de Poisson
2k - 2α - Ângulo	Ângulo

μ	Coeficiente de Poisson
μ	Contra Pressão (Back Pressure)
$\tau_{\text{Octaédrica}}$	Tensão Octaédrica de Cisalhamento
$\varnothing$	Diâmetro do Corpo de prova
γ	Massa Específica Natural
γ_g	Massa Específica dos Grãos de Solo
γ_g	Peso Específico Natural do Material
$\alpha = 1\% \text{ ou } 5\%$	Níveis de Insignificância
ψ	Ângulo de Dilatância
ϕ_{VC}	Ângulo de Volume Constante

CAPÍTULO I: INTRODUÇÃO

1.1 – Relevância & Justificativa da Pesquisa

No Brasil, verifica-se que a grande extensão da rede viária, 79,9 % do total das rodovias, é composta por estradas não pavimentadas também chamadas “estradas vicinais”, que são aquelas não revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial (DNIT, 2011). Essas vias além de serem responsáveis pelo acesso dos moradores rurais aos serviços básicos como educação, saúde e lazer disponíveis nos grandes centros urbanos, são também responsáveis pelo escoamento da produção agropecuária.

Mesmo possuindo essa importante função para o bem estar, assim como para a economia do país, observa-se um descaso na manutenção e conservação dessas vias. Como consequências desses fatores percebem-se o aparecimento de certos problemas ambientais, sendo um dos principais a perda de solo e conseqüentemente o assoreamento de cursos d’água, devido ao surgimento de processos erosivos nessas estradas.

A perda de solo por processos erosivos em estradas de terra tem grande poder de evolução, visto que a inexistência de uma camada capaz de proteger a via da ação do intemperismo, que juntamente com a falha ou ausência de um sistema de drenagem, aliado à ação do tempo, acelera o agravamento desse problema. Nesse sentido, faz-se necessário maior atenção dos governos na implantação e conservação dessas vias, de modo a prevenir esses problemas sócio-econômicos e ambientais.

De acordo com Duque Neto (2004) o Brasil tem utilizado grande parte de seus recursos rodoviários na manutenção rotineira das estradas não pavimentadas com a repetição do patrolamento a cada novo período de chuva. Estes gastos poderão ser minimizados pela construção de uma superfície de rolamento de baixo custo e que seja ao mesmo tempo resistente às intempéries da região e aos esforços conduzidos pelo tráfego, ao invés de ficar esperando por elevados recursos necessários para implantação de um pavimento tradicional, que nem sempre é a necessidade da via em questão.

Para reduzir a necessidade de novos investimentos rodoviários e com a escassez de recursos, tem-se procurado utilizar, cada vez mais, os solos disponíveis no leito da construção, com o intuito de diminuir os custos de transportes desses materiais. Entretanto, nem sempre os solos existentes, mesmo incorporados com outros, atendem às especificações e as exigências regionais. Dessa forma, com vistas a uma solução do problema, tem-se procurado modificar as propriedades dos solos,

usando-se produtos com a finalidade de melhorá-los, conforme critérios técnicos e econômicos, viabilizando a execução e a pavimentação de estradas de baixo volume de tráfego, com eficiência, operacionalidade e menor custo de conservação.

Em um país com as dimensões do Brasil, as soluções para pavimentação acabam por exigir um tratamento regionalizado. As possibilidades de uso de materiais e de técnicas não tradicionais são grandes. Há materiais que têm sido utilizados, às vezes, sem estudos técnicos mais cuidadosos, mas que se forem analisados de maneira mais detalhada, podem levar a especificações que permitam um uso generalizado e seguro (MOREIRA, 2010).

O presente trabalho consistiu em um estudo experimental do comportamento mecânico de um solo, melhorado e reforçado com adição conjunta do cimento e das fibras de polipropileno, respectivamente, objetivando a utilização dessa mistura como material alternativo para uso como revestimento primário em estradas não pavimentadas, aproveitando o próprio solo do subleito da estrada, garantindo ao mesmo maior resistência às intempéries da região e aos esforços produzidos pelo tráfego atuante.

Espera-se, como consequência, minimizar o custo total da infraestrutura que se traduz na construção e manutenção das estradas vicinais. Portanto, justificou-se a necessidade do desenvolvimento do estudo de uma solução alternativa, aliada ao programa de investimentos, para que as estradas não pavimentadas ofereçam um nível satisfatório de tráfego e conforto ao usuário.

Todos os ensaios desenvolvidos para análise da influência da variação do teor e do comprimento das fibras no comportamento mecânico do solo-cimento-fibra, foram realizados no Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), durante o período de um (01) ano de intercâmbio na respectiva instituição de ensino. Este intercâmbio foi realizado por meio do edital/chamada Convênio CNPq / Universidade do Porto – 2009.

Todo o solo utilizado durante a pesquisa foi proveniente da Formação geológica Barreiras, tanto para os ensaios com o melhoramento artificial, bem como para aqueles que foram realizados em amostras do tipo deformada e indeformada. As amostras foram coletadas na estrada que dá acesso ao monumento denominado Forte Castelo do Mar, que está inserido numa área de preservação ambiental pertencente ao Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti (PMAHC), localizado no município do Cabo de Santo Agostinho – PE, distante 41 km da cidade do Recife. A área foi palco de vários acontecimentos históricos e atualmente está contida numa rota turística praieira, a partir da qual foram introduzidas novas vias de acesso, com degradação ambiental cada vez mais frequentes, desenvolvendo dessa forma consequências drásticas, que

potencializam o surgimento de sulcos e consequentemente a expansão do processo de ravinamento (LAFAYETTE, 2006).

A área do PMAHC apresenta sérios problemas de processos erosivos e tem sido referência para vários estudos de pesquisas e convênios de cooperação realizados através do GEGEP/UFPE, sob a coordenação do Professor Roberto Quental Coutinho.

Com base neste estudo do trabalho desenvolvido, espera-se apresentar quatro (04) contribuições. A primeira é de natureza científica, por meio da compreensão do comportamento geomecânico dos compósitos fibrosos artificialmente cimentados. A segunda é de natureza econômica, já que o material desenvolvido admite comportamento mecânico satisfatório (diante dos ensaios realizados) a ser utilizado como superfície de rolamento de estradas não pavimentadas evitando, portanto, gastos com elevadas compras de materiais naturais e transporte além da redução de custo devido à diminuição na quantidade de manutenções. A terceira é de natureza ambiental, uma vez que o material compósito formado possivelmente reduza a quantidade de materiais naturais extraídos de outros locais para utilização em serviços de manutenção da via. A quarta e última possui implicações regionais, uma vez que o solo da Formação geológica Barreiras constitui-se numa importante unidade geológica presente em todo o litoral nordestino que se estende do litoral norte do Amapá até o litoral leste do Rio de Janeiro, recobrando depósitos sedimentares mesozóicos de diversas bacias costeiras.

Sendo assim, da mesma maneira que o trabalho de Severo (2011), este trabalho se propõe a apresentar subsídios e contribuir para a solução de problemas de engenharia, como estabilidade de encostas, estabilidade de cortes e aterros, segurança em escavações e melhoramentos de solos para fins de pavimentação e fundação.

O presente trabalho fez parte de um projeto de pesquisa que tinha como objetivo o estudo da estabilização de áreas erodidas existentes no PMAHC, parte do convênio firmado entre a FUNCEF (Fundação dos Economizadores Federais) e a FADE (Fundação de Apoio ao Desenvolvimento da Universidade de Pernambuco) sob administração do GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies), coordenado pelo Professor Roberto Quental Coutinho da UFPE.

Por meio de outros convênios realizados foram desenvolvidos no GEGEP três (03) trabalhos acadêmicos no referido parque. O primeiro foi a dissertação de mestrado de Gomes (2001), que teve como objetivo geral o estudo das propriedades geotécnicas dos solos envolvidos no processo erosivo existente na região costeira do Cabo de Santo Agostinho. O segundo consistiu na dissertação de mestrado de Silva (2004), que elaborou uma base de dados geo-ambientais para o diagnóstico do meio-físico e variabilidade espaço-temporal da erosão hídrica com informações dos

fatores bióticos, abióticos e antrópicos do geoeossistema do PMAHC. O terceiro trabalho foi à tese de doutorado de Lafayette (2006), cujo objetivo geral foi o de estudar as características geotécnicas dos solos da área, buscando identificar o potencial erosivo dos mesmos, e promover um conhecimento acerca do desenvolvimento das erosões por intermédio de uma abordagem dos fatores condicionantes.

1.2 – Objetivos

1.2.1 – Geral

O objetivo geral da presente pesquisa consistiu em analisar a influência do incremento do teor e do comprimento das fibras de polipropileno no comportamento mecânico da mistura solo-cimento-fibra, por meio de realizações de diferentes ensaios de comportamento mecânico e, verificar se, diante dos resultados obtidos dos ensaios realizados, a mistura solo-cimento-fibra pode ser utilizada como um tipo de material compósito com potencial de aplicação para revestimento primário.

1.2.2 – Específicos

Os objetivos específicos da presente pesquisa foram:

- 1) Analisar a influência do incremento do teor de cimento e da variação da energia de compactação sobre a resistência a compressão simples, quando aplicados ao um da Formação Barreiras da região metropolitana do Recife.
- 2) Determinar o teor de cimento, que juntamente com as fibras de polipropileno, incorporados ao solo em estudo produzam uma mistura de durabilidade satisfatória e de ordem econômica a ser utilizada como revestimento primário para estradas não pavimentadas existente no PMAHC.
- 3) Analisar a influência da variação do teor e do comprimento das fibras de polipropileno, quando incorporadas ao solo-cimento, nos seguintes aspectos: resistência à compressão simples, resistência à tração, durabilidade, resistência à compressão após ciclos de molhagem e secagem e comportamento rígido por meio de registros de pequeníssimas deformações utilizando ensaios sísmicos.
- 4) Analisar a influência individual de cada material incorporado ao solo sobre o comportamento mecânico da mistura formada.
- 5) Analisar o comportamento cíclico e o comportamento plástico da mistura solo-cimento e solo-cimento-fibra em função da aplicação de duas trajetórias de tensão no ensaio triaxial cíclico.

- 6) Estimar o uso das fibras de polipropileno em obras geotécnicas diante do desempenho satisfatório que as mesmas vêm fornecendo com base nos trabalhos desenvolvidos.
- 7) Contribuir para a melhoria da durabilidade da superfície de rolamento das estradas não pavimentadas existente no PMAHC, com base na melhoria das características mecânicas do próprio solo do subleito por meio da incorporação de dois (02) produtos, o cimento Portland e as fibras de polipropileno, aliado ao método de dimensionamento de estradas não-pavimentadas, desenvolvido pela instituição governamental americana FHWA (Federal Highway Administration), adaptado para nossa condição climática.

1.3 – Organização da Tese

Este trabalho encontra-se constituído por 11 capítulos, onde cada capítulo contém conteúdos específicos, a saber:

No capítulo I apresenta-se a introdução, os objetivos, geral e específicos, e a organização da tese.

No capítulo II apresenta-se a revisão bibliográfica sobre a caracterização da área de estudo, estabilização dos solos para uso em pavimentos, solos microrreforçados com fibras, materiais cimentados reforçados com fibras, materiais compósitos e sobre alguns ensaios específicos realizados na pesquisa.

O capítulo III contém a metodologia construída para desenvolver esta pesquisa de maneira objetiva e organizada. Neste capítulo detalham-se os fatores de influência a serem analisados na pesquisa, as etapas do programa experimental e os métodos aplicados para cada tipo de ensaio realizado na pesquisa.

No capítulo IV apresentam-se os resultados e as respectivas análises da caracterização física e do comportamento mecânico do solo puro e da caracterização do cimento e da fibra utilizados.

O capítulo V contém os resultados e as análises do estudo desenvolvido sobre a influência do teor de cimento e da energia de compactação na resistência da mistura de solo-cimento.

O capítulo VI contém os resultados com suas respectivas análises sobre a influência do teor e do comprimento das fibras no solo-cimento, correspondentes aos ensaios de compressão simples, durabilidade, compressão simples após o ensaio de durabilidade e tração diametral.

O capítulo VII é dedicado exclusivamente à apresentação e análise dos resultados da influência de cada tipo de material incorporado ao solo sobre os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb obtidos por meio da realização do ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado.

O capítulo VIII é dedicado essencialmente à apresentação e análise dos resultados da comparação do comportamento resiliente entre a mistura de solo-cimento e solo-cimento-fibra diante da solicitação de diferentes trajetórias de tensão desenvolvidas no ensaio triaxial cíclico com variação na pressão de confinamento.

O capítulo IX contém os resultados, com suas respectivas análises, da influência do teor e do comprimento das fibras no comportamento rígido das misturas no domínio das muito pequenas deformações, diante da realização dos ensaios sísmicos de laboratório utilizando os transdutores ultrassônicos e piezocerâmicos.

No capítulo X apresentam-se algumas visualizações microscópicas das misturas de solo-cimento e solo-cimento-fibra através da realização do ensaio de microscopia eletrônica de varredura.

O trabalho é finalizado no capítulo XI onde apresentam-se as conclusões desenvolvidas diante das análises dos resultados de cada ensaio executado na pesquisa, assim como as sugestões para pesquisas futuras.

Após o capítulo XI apresenta-se em um tópico a parte, as referências bibliográficas utilizadas ao longo da pesquisa, seguida posteriormente dos anexos.

CAPÍTULO II: REVISÃO BIBLIOGRAFICA

Neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os assuntos considerados de fundamental importância sobre tema da tese. O capítulo encontra-se organizado em tópicos relacionados à: caracterização da área de estudo, estradas não pavimentadas, estabilização dos solos para utilização em pavimentos, solos microrreforçados com fibras, materiais cimentados microrreforçados com fibras e materiais compósitos.

Ainda no presente capítulo apresenta-se uma revisão literária sobre os ensaios realizados na tese, julgada fundamental para o conhecimento de detalhes que proporcionem melhor execução dos mesmos, e resultado mais compreensível pelo, conhecimento do seu funcionamento e sua importância.

2.1 – Caracterização da Área de Estudo

2.1.1 – Localização

O setor selecionado para estudo consiste na estrada que dá acesso ao monumento histórico conhecido por Forte Castelo do Mar que está inserido numa área de preservação ambiental pertencente ao Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti (PMAHC) localizado no município do Cabo de Santo Agostinho distante 41 km da cidade do Recife (Figura 2.1).

A estrada possui um comprimento de aproximadamente 950 m, ligando o vilarejo de Nazaré ao Forte castelo do Mar, com largura de seção transversal (largura da estrada) variável ao longo do seu comprimento, desprovida de: sistema de drenagem, abaulamento adequado em sua seção transversal e um revestimento capaz de suportar ao fenômeno da erosão e aos esforços provocados pelo pequeno tráfego local durante períodos de chuva.

A área do PMAHC apresenta sérios problemas de processos erosivos e tem sido referência para vários estudos de pesquisas e convênios de cooperação realizados através do GEGEP/UFPE, sob a coordenação do Professor Roberto Quental Coutinho.

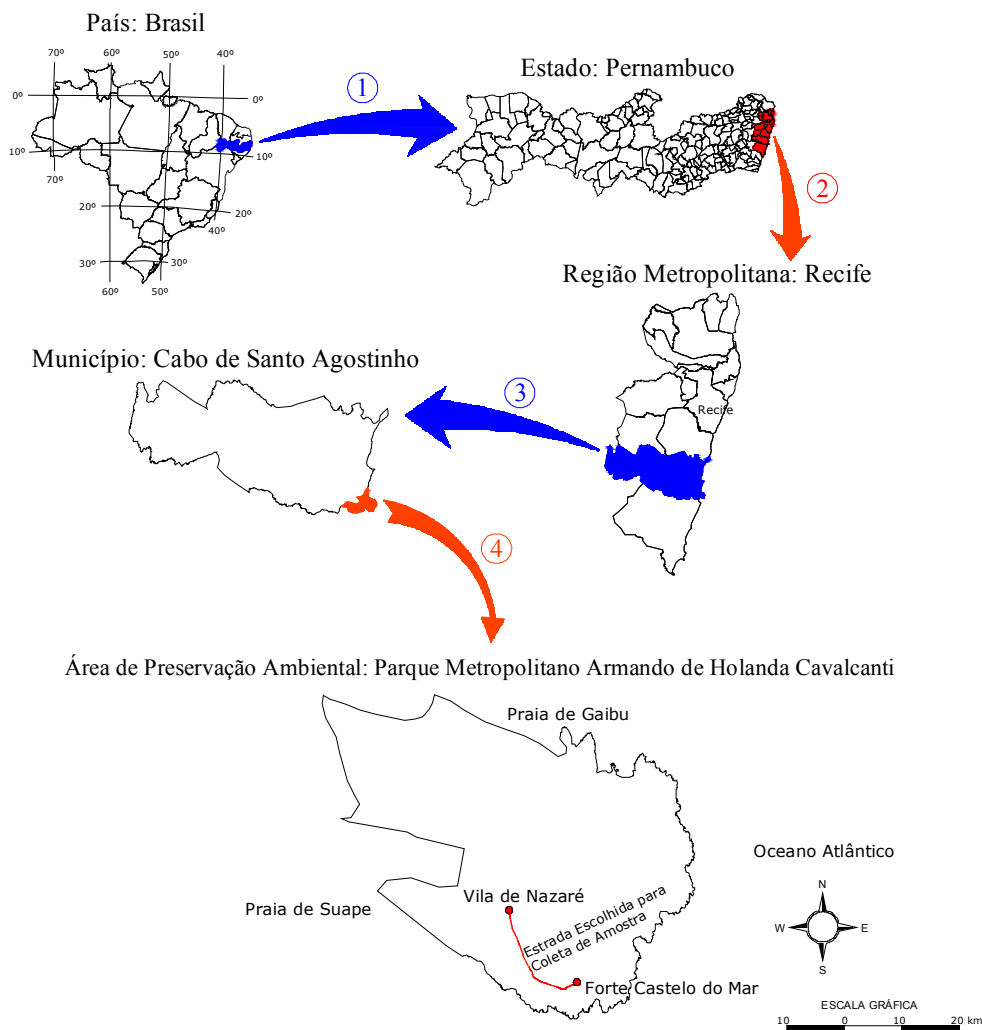


Figura 2.1 - Localização da área de estudo

2.1.2 – Município do Cabo de Santo Agostinho

O município do Cabo situa-se a uma altitude de 29 metros e localiza-se geograficamente a uma latitude de $8^{\circ}17'15''$ sul e a uma longitude de $35^{\circ}02'00''$ oeste. De acordo com Lafayette (2006) o clima do município é tropical, quente e úmido, com temperatura máxima em torno de 30°C e mínima em torno de 26°C .

O município do Cabo de Santo Agostinho possui uma área de 448 km^2 e uma população de 171.583 habitantes, resultando, portanto, em uma densidade populacional de 383 hab./km^2 com um PIB per capita de R\$ 19.035, (IBGE, 2010). A economia do município baseia-se em atividades de agricultura, indústria, comércio e prestação de serviços, principalmente em torno do Porto de Suape.

De acordo com o *Mapa de Reconhecimento de Baixa e Média Intensidade de Solos (Folha SC.25-V-A-III)* do Estado de Pernambuco, modificado pela EMBRAPA em 08/11/2001, no município do Cabo predomina o Podzólico (PA'2), composto pela mistura de Podzólicos Amarelo e

Vermelho Amarelo de textura média e argilosa, misturados com um latossolo amarelo de textura média a argilosa. Em se tratando de geologia, segundo Lafayette (2006) a área de estudo é constituída por rochas vulcânicas e pelo Granito de Santo Agostinho, que representam 70% da área. Os 30% restantes exibem a Formação Algodoads e a Formação Barreiras.

Dentre os atrativos turísticos do município, destacam-se as praias (*Paiva, Itapuama, Bôto ou do Xaréu, Enseada dos Corais, Gaibu, Calhetas, Paraíso e Suape*) e os ecossistemas litorâneos constituídos por manguezais, acidentais geográficos e mirantes naturais, conjuntos arquitetônicos (*Ruínas da Capela de Santo Antônio do Engenho Velho, Ruínas da Capela de São Francisco, Ruínas da Capela do Engenho Garapu, Ruínas do Convento Carmelita, Ruínas da Antiga Casa do Faroleiro, Ruínas do Forte Castelo do Mar e Ruínas do Quartel*), sítios históricos (*Engenho Coimbra, Engenho Velho, Engenho Massangana, Engenho Jurissaca, Engenho Matas e Engenho Gurjaú de Cima*), eventos e festas, gastronomia típica e o artesanato local. Um dos principais atrativos turísticos e culturais do município é o Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti, cujas informações estarão detalhadas no tópico a seguir.

2.1.3 – Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – PMAHC

De acordo com Cavalcanti (2006) o Parque Metropolitano de Santo Agostinho foi criado em 1979 pelo Decreto N^o 5554 de 06/02/1979, tomando a denominação, no mesmo ano, para Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti pelo Decreto N^o 5765 de 15/05/1979. Em consequência, foi elaborado, em 1980, o Plano Diretor do Sistema de Parques Metropolitanos, pela FIDEM (Fundação para o Desenvolvimento dos Municípios de Pernambuco), que considerou a implantação desse parque como prioridade para a região.

Ainda segundo Cavalcanti (2006) em 1983 a área do Parque é considerada Zona de Proteção Cultural, como parte das normas de Uso do Solo do Complexo Industrial Portuário de Suape (Decreto N^o 8447 de 02/03/1983), dez (10) anos depois é denominado como Sítio Histórico do Cabo de Santo Agostinho (Decreto N^o 17070 de 16/11/1993). O Parque possui aspecto de sítio natural, cultural e de elemento importante do litoral sul de Pernambuco e sua localidade constitui em um elemento prioritário para o desenvolvimento da atividade turística no Estado.

De acordo com Gomes (2001) a região do PMAHC foi palco de vários acontecimentos históricos, iniciando-se no ano de 1500 onde aportou o primeiro navio ocidental em terras até então desconhecidas. Tratava-se da vinda da embarcação do Espanhol Vicent Yañes del Pinzoñ.

A região, portanto, é tida como ponto de descoberta do Brasil, pois alguns historiadores afirmam que antes de Pedro Álvares Cabral chegar à Bahia, Vicent Yañes del Pinzoñ já teria

atracado na região do parque, no dia 26 de janeiro de 1500, data ensinada as crianças que estudam nas escolas do município do Cabo de Santo Agostinho como sendo a data de descobrimento do Brasil (Fonte: Guia do Recife e Pernambuco, 2010). Após este fato a área do Parque em meados do século XVII serviu como porto e como base para Marinha, por meio de construções que até hoje persistem como ruínas conforme detalhes indicados na Tabela 2.1.

A região do Parque abrange uma área de 270 hectares de fauna, flora e população nativa, inserida numa rota turística praieira desenvolvida desde a década de 1990, a partir da qual foram introduzidas novas vias de acessos e hotéis (GOMES, 2001).

Os monumentos históricos, citados anteriormente, juntamente com as reservas ecológicas e algumas das praias mais comentadas do país, como Calhetas, Paraíso e Gaibu, são os fatores que contribuem para o grande potencial turístico da área.

De acordo com Gomes (2001) a Vila de Nazaré e as margens da praia do Paraíso, é um dos principais destaques do Parque, e uma das mais belas atrações do lugar é o Forte Castelo do Mar. Portanto, as vias de acesso a esses lugares devem permanecer em boas condições de trafegabilidade promovendo dessa maneira conforto e segurança aos visitantes em todas as épocas do ano.

Tabela 2.1 – Ruínas existentes no PMAHC (Fonte: CAVALVANTI, 2006)

Monumento	Principais Características
1 - Ruínas da Capela de Santo Antônio do Engenho Velho.	Construída em 1630 em estilo, provavelmente Barroco, denominava-se Capela de Santo Antônio do Monte por ficar no alto de uma colina.
2 - Ruínas da Capela de São Francisco.	Construída no século XVII, tem a fachada composta por três portas e quatro janelas. Foi a igreja do antigo Engenho Trapiche, onde nasceu o Conde da Boa Vista, em 1802. Encontra-se sem portas e um dos dois corredores laterais foi demolido. Apenas a estrutura da nave, em alvenaria de pedra, está de pé.
3 - Ruínas da Capela do Engenho Garapu.	Construção do século XVI possui apenas uma porta, entrada única e não tem bancos. Em frente à capela, está um cruzeiro em alvenaria de pedra e a cruz em madeira. Era uma das poucas igrejas do Brasil que ainda possuía um pequeno terraço na entrada do templo para abrigar as pessoas que não podiam participar da cerimônia religiosa. Completamente abandonada restam apenas as paredes e uma parte do telhado.
4 - Ruínas do Convento Carmelita.	Construção do século XIX, hoje em ruínas, o que restou do convento está anexo à igreja de Nossa Senhora de Nazaré.
5 - Ruínas da Antiga Casa do Faroleiro.	Construída em fins do século XIX, é um sobrado de dois pavimentos em alvenaria de pedra do qual restam apenas as paredes laterais e os vãos das portas e janelas.
6 - Ruínas do Forte Castelo do Mar.	Construído em 1632, tem a forma de um polígono irregular aberto de sete faces. Além do pátio e das muralhas, com as aberturas para atirar, existem na entrada as ruínas da Casa de Pólvora e da Casa de Guarda. Do local, podem-se avistar os arrecifes, a entrada do Porto de Suape e a praia do Paraíso.
7 - Ruínas do Quartel.	Erguido no ano de 1632, toda construção foi feita em alvenaria de pedra granítica. Era uma edificação de apoio ao Forte Castelo do Mar. Restam apenas algumas paredes e o muro. Situa-se em ponto estratégico de onde se pode avistar o mar e o porto de Suape com seus arrecifes e a Praia do Paraíso. Encontra-se totalmente abandonada.

2.1.4 – Problemas Existentes no PMAHC

Na região do PMAHC observa-se um grande problema de degradação ambiental provocado pelo fenômeno da erosão.

De acordo com Zacar (1982) erosão é definida como sendo um conjunto de processos pelos quais os materiais terrosos e rochosos da crosta são desagregados, desgastados ou dissolvidos, pela ação dos agentes erosivos, conforme descritos na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Tipos de erosão e seus agentes desencadeadores (Fonte: ZACAR, 1982)

Tipo de Agente	Tipo de Erosão
Água	Hídrica
Gelo	Glacial
Neve	Nival
Vento	Eólica
Plantas	Fitogênica
Animais	Zoogênica
Homem	Antrópica

Uma análise global da erosão dos solos estima que dependendo da região, a perda da camada superficial é 16 a 300 vezes mais rápida do que pode ser substituída, necessitando de 200 a 1000 anos para formar 2,5 cm de solo, e isso sob condições agrícolas normais (KENDAL & PIMENTEL, 1994). Por meio da Figura 2.2 apresenta-se a situação atual de alguma das encostas existentes na região do parque.



a)



b)

Figura 2.2 – Vista das encostas estudadas no PMAHC: a) Encosta do Mirante/Sul e b) Encosta do Mirante/Leste

Observa-se, que praticamente todas as encostas encontram-se fortemente degradadas pelo fenômeno da erosão. Para amenizar o presente tipo de degradação, a gerência do parque, adotou

estratégias de estabilização por meio da prática de plantações de espécies nativas e não nativas da região, com base em estudos desenvolvidos pelo grupo GEGEP e por outros grupos de pesquisas.

Também foram propostas medidas preventivas e corretivas, com base em técnicas de engenharia tais como, reaterro de erosões, estabilização de taludes, aplicação de biomantas e geomantas, obras de macro e microdrenagem e de pavimentação, ambas as técnicas desenvolvidas pelo GEGEP.

Além das encostas, as estradas existentes no parque, as quais dão acesso aos monumentos históricos, reservas ecológicas e as praias, também encontram-se bastante deterioradas pelo fenômeno. A situação das condições das plataformas das estradas pode ser vistas na Figura 2.3 (14/07/2010).



a)



b)



c)



d)

Figura 2.3 – Situação das plataformas das estradas de acesso a: a) Casa do Faroleiro; b) Forte Castelo do Mar; c) Praia do Paraíso e d) Praia de Calhetas

Sabendo que o PMAHC foi desenvolvido com o objetivo de promover o respeito ao meio ambiente local, reforçar a identificação da população com sua região e estimular a atividade econômica com base no desenvolvimento sustentável por meio do turismo, percebe-se, portanto, a importância das estradas em boas condições de trafegabilidade durante todas as épocas do ano.

2.2 – Estradas Não Pavimentadas

2.2.1 - Importância das Estradas Não Pavimentadas

As estradas não pavimentadas conhecidas também como estradas de terra, estradas vicinais, estradas rurais ou estradas de chão, são uma necessidade básica para prover uma determinada localidade de um fluxo regular de mercadorias e serviços. Permitem o desenvolvimento das comunidades por elas servidas e por consequência garantem a melhoria de sua qualidade de vida (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

De acordo com Baesso & Goncalves (2003) um substancial elenco de evidências constatado em vários países assegura o vital papel desempenhado pelas estradas rurais no desenvolvimento da agricultura. Segundo os autores, estudos realizados pelo Banco Mundial no ano de 1993 concluíram que a implantação de melhoramentos na rede viária rural tem um efeito imediato não somente na redução do custo operacional de veículos como também permitem uma expansão dos serviços públicos nessas regiões. Com o resultado, constatou-se que a frequência escolar cresceu substancialmente e o acesso aos profissionais de saúde tornou-se bastante regular. Nos países em desenvolvimento e aqueles cuja economia experimenta períodos de transição, 60 a 80 % do transporte de passageiros e de carga utiliza-se da rede de estradas rurais. As mesmas proporcionam acesso à grande maioria das comunidades rurais.

No tópico a seguir detalham-se os possíveis defeitos que uma estrada de terra pode desenvolver.

2.2.2 – Tipos de Defeitos que Podem Existir em Estradas Não Pavimentadas

Antes de se definirmos os principais tipos de defeitos, assim como suas causas e graus de severidade, que podem existir em uma estrada não pavimentada, define-se primeiramente a palavra defeito em se tratando de pavimentação.

Daroncho (2001) em seu trabalho, cujo objetivo geral consistia numa tentativa de mostrar que defeitos na superfície de pavimentos podiam ser úteis para identificar e classificar relações entre itens que definem a qualidade de viagens em rodovias, define defeito como sendo desarranjos

que contribuem para aumentar ou desenvolver desconfortos ao usuário da rodovia, ou ainda impedir o tráfego de veículos na mesma.

Nunes (2003) em sua pesquisa, cujo objetivo geral do trabalho era o de tentar desenvolver um método de previsão de defeitos em estradas vicinais de terra elaborado com base nas Redes Neurais Artificiais (RNA), define defeito como sendo qualquer alteração na superfície da estrada que influencie negativamente as suas condições de rolamento.

Em AUSTROADS (1987) citado por Oliveira (2005) em seu trabalho, cujo objetivo era mostrar que o GPS (Sistema de Posicionamento Global) e o SIG (Sistema de Informação Geográfica) podiam contribuir para aperfeiçoar o manuseio de informação para hierarquizar necessidades de intervenção e orientar manutenção de rodovias não pavimentadas, a palavra defeito é enunciada como sendo, qualquer evidência visível de falhas ou discontinuidades na superfície de rolamento da estrada que afeta a sua capacidade estrutural, aparência ou a qualidade de movimento dos veículos.

Em seu trabalho Oda (1995) desenvolveu um método para caracterização de estradas não pavimentadas com vistas à implantação de um sistema de gerência, e comenta que os defeitos aparecem devido a uma confluência de fatores, alguns extrínsecos à via (tráfego, chuva e manutenção) e outros intrínsecos (perfis longitudinal e transversal, drenagem, tipo de solo e outros). Segundo a autora, a rigor, apenas os três agentes externos apontados a seguir exercem esforços dinâmicos considerados sobre o leito de uma estrada de terra:

- a) Tráfego: que por meio das rodas dos veículos aplica tensões, impõe deformações (recuperáveis ou não) e exerce ação abrasiva sobre a superfície;
- b) Água da Chuva: que ao umedecer ou encharcar o solo diminui sua capacidade de suporte e que, ao escoar pela superfície, desagrega as partículas de solo e em seguida as transporta e deposita;
- c) Atividade de manutenção: que por meio do trabalho mecânico modifica os perfis longitudinal e transversal.

Frente a esses agentes externos, a resposta da estrada, em termos de resistência para manutenção de suas condições originais, é dada em função das suas características intrínsecas citadas (ODA, 1995).

De acordo com o RSMS (1991) citado por Oda (1995), os defeitos: seção transversal e drenagem lateral inadequados, desenvolvem-se em função das características das estradas não pavimentadas, como o tipo de solo (capacidade de suporte) e o relevo. Esses defeitos, em função do

volume de tráfego, causam a formação de outros tipos de defeitos. O tipo de solo da estrada pode influenciar na sua qualidade, principalmente quando são analisadas as condições de conforto e segurança proporcionada aos usuários. Essa qualidade é verificada por meio das irregularidades na superfície das estradas.

Segundo Nunes (2003) a avaliação das condições de superfície de rolamento de uma estrada de terra é feita por meio do levantamento dos defeitos no campo, e para fins de utilização de sistemas de gerência de vias, o levantamento envolve a seleção dos defeitos mais significativos com suas respectivas medidas, e a avaliação da extensão e severidade de cada um deles.

Daroncho (2001) define como severidade de um defeito a dificuldade ou o volume de dificuldades que um tipo de defeito impõe ao movimento dos veículos.

Com base nos trabalhos desenvolvidos por Santos *et al.* (1985), Eaton *et al.* (1987), Riverson *et al.* (1987), Horta (1991), RSMS – *Road Surface Management System* (1991), Manual Técnico de Gerência e Manutenção de Estradas Não Pavimentadas da URMM – *Unsurfaced Road Maintenance Management* de janeiro de 1995, Oda (1995), Fontenele (2001), Baesso & Gonçalves (2003), Nunes (2003), Oliveira (2005), Cruz (2005), Sant’ Anna (2006) e Alves (2009), serão apresentados e detalhados os tipos de defeitos que afetam as condições de serventia das estradas não pavimentadas, levando em consideração as causas que os originam e o grau de severidade.

De maneira geral, com base nos trabalhos citados, os defeitos que podem ocorrer em uma estrada não pavimentada podem ser os seguintes: areiões, atoleiros, buracos, corrugações, drenagem inadequada, erosões, excesso de pó, rocha aflorante, segregação de agregados, seção transversal inadequada e por último as trilhas de roda.

- Defeito 1: Areiões

De acordo com Nunes (2003) areiões são bermas de areia solta, formadas pela ação do tráfego, no centro das trilhas de roda e laterais da estrada, as quais impedem a saída de água.

Santos *et al.* (1985) classificam os areiões em dois (02) tipos: areião de Espigão e areião de Baixada.

- Areiões de Espigão: ocorre em regiões geralmente planas e de solo arenoso onde é inexistente ou desprezível a quantidade de material ligante (argila) que, combinada com a ação do tráfego local e da lavagem do material pela água da chuva, provoca o desenvolvimento do defeito;

- Areíões de Baixada: ocorre em regiões onde existe o depósito de sedimentos trazidos pelo escoamento superficial da água da chuva a qual provoca o fenômeno da erosão em trechos de cota topográfica superior e adjacente ao do depósito.

De acordo com Eaton *et al.* (1987) citados por Oda (1995) esse tipo de defeito é classificado como segregação de agregados e seu grau de severidade é obtido em função da altura da bermas desenvolvidas ao longo da estrada, portanto, os níveis de severidade são os seguintes:

- a) Baixa: bermas menores que 5 cm de altura;
- b) Média: bermas entre 5 e 10 cm de altura;
- c) Alta: bermas maiores que 10 cm de altura.

- Defeito 2: Atoleiro

Oda (1995) define atoleiro com sendo uma camada de lama onde não existe atrito entre o solo e os pneus dos veículos, que “patinam” sem sair do lugar.

O problema comentado não apresenta níveis de severidade uma vez que o próprio defeito desenvolve péssimas condições de trafegabilidade na estrada.

- Defeito 3: Buracos

Eaton *et al.* (1987) e o RMRS (1991) citados por Oda (1995) descrevem buracos como pequenas depressões em forma de bacia na superfície da estrada, normalmente menores que 100 cm de diâmetro.

Na avaliação das estradas não pavimentadas, o RSMS (1991), citado por Oda (1995), classifica a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de severidade e extensão dos buracos:

- a) Baixa: buracos com profundidade menor que 2,5 cm e/ou diâmetro menor que 30 cm e menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por buracos e/ou menos que 5 buracos por seção;
- b) Média: buracos com profundidade entre 2,5 e 5,0 cm e/ou diâmetro entre 30 e 60 cm e entre 10 e 30% da área total da superfície da estrada coberta e/ou menos que 5 a 10 buracos por seção;
- c) Alta: buracos com profundidade maior que 7,5 cm e/ou diâmetro maior que 60 cm e mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por buracos e/ou mais que 10 buracos por seção.

Para Oda (1995) os níveis de severidade de buracos com diâmetro menor que 100 cm são baseados no diâmetro e na profundidade de acordo com a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Níveis de severidade de buracos (Fonte: ODA, 1995)

Profundidade Máxima	Diâmetro Médio (cm)			
	< 30 cm	30 - 60 cm	60 - 100 cm	> 100 cm
1,25 - 5 cm	Baixa	Baixa	Média	Média
5 - 10 cm	Baixa	Média	Alta	Alta
> 10 cm	Média	Alta	Alta	Alta

Ainda Oda e Fontenele (2001) citados por Nunes (2003), consideram os níveis de severidade para o defeito buraco conforme a Tabela 2.4 detalhada a seguir:

Tabela 2.4 – Níveis de severidade de buracos (Fonte: NUNES, 2003)

Diâmetro Médio (m)	Profundidade (cm)			
	< 5	5 - 15	15 - 25	> 25
< 1,50	Baixa	Média	Média	Alta
1,50 - 2,50	Baixa	Média	Alta	Alta
2,50 - 3,50	Baixa	Média	Alta	Alta
> 3,50	Baixa	Média	Alta	Alta

- Defeito 4: *Corrugações*

De acordo com Oda (1995) as corrugações constituem um tipo particular de irregularidades e são também conhecidas como ondulações, costeletas, “costelas de vaca” ou catabi (denominado no Norte do Brasil).

Aguiar (1963) citado por Oda (1995) define as corrugações como ondas, no sentido transversal, distantes entre si de 0,60 a 1,10 m, como resultado de um movimento vibratório transmitido pelos veículos à estrada.

Segundo Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991), citados por Oda (1995), corrugações consistem em uma série de sulcos regularmente espaçados ou ondulações que ocorrem em intervalos bastantes regulares, perpendiculares à direção do tráfego.

Na avaliação das estradas não pavimentadas, Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991) citados por Oda (1995) classificam os níveis de severidade das corrugações da seguinte forma:

- Baixa: corrugações com profundidade menor que 2,5 cm ou menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações;

- Média: corrugações com profundidades entre 2,5 a 7,5 cm ou entre 10 e 30% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações;
- Alta: corrugações mais profundas que 7,5 cm ou mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações.

- Defeito 5: Drenagem Inadequada

De acordo com Baesso & Gonçalves (2003) este tipo de defeito é caracterizado pelo acúmulo de água na plataforma, ocasionando pelo mau funcionamento dos dispositivos de drenagem superficial como também pela inexistência de elementos de drenagem profunda.

Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991) citados por Oda (1995), classificam a qualidade da estrada, em termos de drenagem lateral, de acordo com os seguintes níveis de severidade:

- Baixa: pequena quantidade de água empoçada nas valetas e valetas sem vegetação ou entulhos;
- Média: quantidade moderada de água empoçada na valeta; valetas com pequena quantidade de vegetação e entulhos e evidencia de erosão das valetas do lado de dentro da estrada;
- Alta: grande quantidade de água nas valetas; valetas cobertas de vegetação e entulho e erosão das valetas do lado de dentro da estrada.

- Defeito 6: Erosão

De maneira geral, a grande maioria das estradas de terra das zonas rurais foi aberta pelos colonizadores de uma forma inadequada, por ter sido orientada basicamente pela estrutura fundiária e pelas facilidades do terreno. Estes traços favoreciam, em períodos de chuva intensas, o desenvolvimento de processos erosivos extremamente prejudiciais à pista de rolamento, áreas marginais e à sua plataforma como um todo. Muitas delas, ao terem evoluído originalmente de pequenas trilhas e caminhos utilizados pelos primeiros grupos de pessoas que se estabelecem nas mais diversas regiões, apresentam traçados atravessando locais cujos solos apresentam grande fragilidade em termos de suporte. À medida que o tráfego cresce, tais caminhos tornam-se estradas recebendo, entre outros serviços, melhoramentos graduais na forma de revestimento primário de sua superfície de rolamento. A maioria, mesmo assim, são executados sem obediência a quaisquer princípios básicos de engenharia (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

Ainda de acordo com os autores, a manutenção de estradas rurais construídas dessa forma é de alto custo e de difícil execução, onerando sobremaneira os agentes públicos responsáveis pela sua gestão. A manutenção frequente e adequada é importante para reduzir os custos de reconstrução

a longo-prazo, particularmente no que se refere ao revestimento primário e às estruturas de drenagem. Assim, a manutenção periódica deve incluir, entre outros serviços, uma construção da pista de rolamento, a recomposição de pequenos segmentos onde o revestimento encontra-se deficiente, a limpeza das obras de drenagem, o reparo ou inclusão de dispositivos de proteção às saídas de drenagem e ainda a recomposição de áreas degradadas através da adoção de técnicas de proteção vegetal, entre outros pequenos serviços.

- Defeito 7: Excesso de Pó (Poeira)

De acordo com Oliveira (2005) poeira é uma nuvem de partículas finas em suspensão no ar, formada durante o tráfego de veículos.

Para avaliar o grau de severidade desse tipo de defeito, dispõe-se de dois (02) critérios estabelecidos:

Na avaliação das estradas não pavimentadas, Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991) citados por Oda (1995), classificam a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de severidade da formação de poeira:

- Baixa: nuvem pouco densa que não obstrui a visibilidade;
- Média: nuvem densa que obstrui a visibilidade parcialmente e causa tráfego lento;
- Alta: nuvem muito densa que obstrui severamente a visibilidade e causa tráfego muito lento ou parado.

OBS: segundo Eaton *et al.* (1987) citados por Oda (1995), a quantidade de pó é determinada pelo tamanho da nuvem de poeira geralmente causado por um veículo trafegando a 40 km/h.

Em se tratando do critério de avaliação proposto por Eaton *et al.* (1987) e Fontenele (2001) citados por Sant' Anna (2006), os autores determinam os níveis de severidade existente em uma estradas não pavimentadas de acordo com as seguintes condições:

- Baixa: pouca poeira, nuvem fina, não obstrui a visibilidade, altura da nuvem inferior a 1,0 m;
- Média: poeira moderada, nuvem moderadamente densa, obstrui parcialmente a visibilidade, altura entre 1,0 e 2,0 m, tráfego lento;
- Alta: muita poeira, severa obstrução da visibilidade, altura superior a 2,0 m, tráfego muito lento ou parado.

- Defeito 8: Rocha Aflorante

Atualmente a literatura referente ao presente tipo de defeito é bastante escassa, pois dentre os autores já citados apenas Santos *et al.* (1985) comentam de maneira resumida sobre o problema.

Santos *et al.* (1985) descrevem em seu manual que em regiões onde a camada de solo é pouco espessa ou onde ocorrer grande quantidade de blocos disseminados no solo, a ação de processos erosivos ou a constante patrolagem podem expor o leito rochoso. Nesse caso, a pista se torna bastante irregular, prejudicando ou mesmo inviabilizando o tráfego.

Segundo os autores a correção deste problema pode ser conseguida com uma camada de revestimento primário de cobertura, ou pelo preenchimento das cavidades com pedra e argamassa de cimento, quando o trecho for curto. O que define o tipo de solução a ser adotada é a condição em que se encontra a superfície de rolamento da estrada:

- Se o leito for irregular com pontas de pedra, a solução proposta pelos autores consiste no preenchimento das cavidades e buracos com solo local e, sobre este, realiza-se a execução de revestimento primário ou colocação de material granular, caso o solo local seja argiloso;
- Se o leito for irregular com buracos, os autores propõem a limpeza dos mesmos com remoção das pedras soltas eventualmente existente em seu interior e em seguida o preenchimento com pedras e argamassa de cimento.

- Defeito 9: Segregação de Agregados (Perda de Agregados)

Nunes (2003) define segregação de agregados como sendo o acúmulo de partículas de agregados soltos, contidas nos solos granulares, que se soltam da superfície de rolamento devido ao tráfego, se colocando fora das trilhas de roda e formando bermas no centro ou ao longo do acostamento da estrada ou ainda na área menos trafegável, paralela à linha central da estrada.

Com relação ao grau de severidade provocado por este tipo de defeito, Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991) citados por Oda (1995), classificam a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de severidade e extensão da perda de agregados:

- Baixa: agregados soltos na superfície da estrada ou uma berma de agregados de menos de 5 cm de altura no acostamento ou na área menos trafegável e menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos;
- Média: berma de agregados de 5 a 10 cm de altura no acostamento ou na área menos trafegável da estrada e entre 10 e 30% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos;

- Alta: grande quantidade de agregados soltos ou uma berma com mais de 10 cm de altura no acostamento ou na área menos trafegável da estrada e mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por agregados soltos.

- Defeito 10: Seção Transversal Inadequada

Seção transversal inadequada é definida como sendo aquele modelo de seção a qual não apresenta, em sua superfície transversal, uma declividade suficiente que permita a drenagem das águas superficiais, que se precipitam sobre a plataforma, para as laterais da estrada a fim de que possam ser conduzidas pelo sistema de drenagem.

Para Oda (1995) a seção transversal inadequada é um tipo de defeito encontrado em quase todas as estradas e representa uma das principais causas da formação dos outros defeitos.

Para Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991) citados por Oda (1995) as condições de uma seção transversal inadequada são avaliadas pela facilidade de escoamento da água da superfície da estrada para um local que não influencie as condições de rolamento, ou seja, para fora dela.

Eaton *et al.* (1987) citados por Nunes (2003), classificam a qualidade da estrada de acordo com os níveis de severidade e extensão do defeito. Os níveis de severidade de uma seção transversal inadequada segundo o autor são:

- Baixa: pequenas quantidades de água empoçada na superfície ou superfície plana sem declividade transversal com pouca ou nenhuma ocorrência de defeitos;
- Média: moderada quantidade de água empoçada na superfície ou esta em formato côncavo (bacia) com moderada ocorrência de defeitos;
- Alta: grandes quantidades de água empoçada na superfície com alta ocorrência de defeitos com grandes depressões nas trilhas de roda.

- Defeito 11: Afundamento de Trilha de Rodas

Afundamento de trilhas de rodas é um tipo de defeito que pode ocorrer tanto nas estradas não pavimentadas como nas pavimentadas.

Os afundamentos de trilhas de rodas são definidas como sendo depressões que se formam nas faixas de tráfego dos veículos, longitudinalmente ao eixo da estrada (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

Em se tratando da avaliação das estradas não pavimentadas, Eaton *et al.* (1987) e o RSMS (1991) citados por Oda (1995) classificam a qualidade da estrada de acordo com os seguintes níveis de severidade e extensão do afundamentos das trilhas de rodas:

- Baixa: sulcos com profundidade menor que 2,5 cm e menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos;
- Média: sulcos com profundidade entre 2,5 e 7,5 cm e entre 10 e 30% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos;
- Alta: sulcos com profundidades maiores que 7,5 cm e mais que 30% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos.

Fontenele (2001) citado por Sant' Anna (2006) classifica os níveis de severidade provocados por este tipo de defeito considerando apenas o afundamento das trilhas nas seguintes dimensões:

- Baixa: profundidades menores que 5,0 cm;
- Média: profundidades entre 5,0 e 10,0 cm;
- Alta: profundidades maiores que 10,0 cm.

2.2.3 – Elementos Necessários para Melhorar o Desempenho de Uma Estrada Não Pavimentada

Para diminuir o grau de severidade dos defeitos citados, ou até mesmo evitar o aparecimento excessivo dos mesmos, uma estrada não pavimentada deve ser construída levando em consideração os seguintes elementos:

- Acostamento (faixa lateral): consiste num espaço adjacente às faixas de tráfego que é destinado à parada emergencial de veículos, não sendo em geral dimensionado para suportar o trânsito de veículos, que pode ocorrer em caráter esporádico.
- Plataforma: é a porção da estrada compreendida entre as bordas externas dos acostamentos, acrescidas das sarjetas e/ou larguras adicionais, conforme se trate de seções de corte, de aterro ou mistas.
- Saia do aterro: consiste na superfície (geralmente inclinada) que resulta da conformação de uma seção de aterro, a interseção dessa superfície com o terreno natural é denominada “pé do aterro”, sendo sua interseção com a plataforma denominada “crista de aterro”.

- Sarjeta: consiste num dispositivo de drenagem superficial que tem o objetivo de coletar as águas da superfície, conduzindo-as longitudinalmente para fora da estrada.
- Valeta de proteção de corte: é definida como sendo um dispositivo de drenagem superficial disposto a montante das seções de corte, cujo objetivo é interceptar as águas superficiais que correm em direção à rampa do corte, conduzindo-as longitudinalmente para fora das seções de corte. Geralmente são pequenas valas simplesmente cavadas no terreno natural, sendo o material resultante da escavação depositado a jusante da valeta, construído um pequeno dique denominado “banqueta de proteção do corte” que tem como objetivo servir como barreira para prevenção quanto a eventuais extravasamentos da valeta.
- Superfície de rolamento: é definida como sendo o espaço dimensionado e destinado à passagem de um veículo por vez em cada sentido, pode ser revestida ou não, cujas larguras são ajustadas para as dimensões de roda/eixo dos veículos de projeto.

2.2.4 – Técnicas & Materiais Utilizados para Construção da Superfície de Rolamento de uma Estrada Não Pavimentada

Na maioria dos casos, apesar da construção dos dispositivos citados, para melhorar a durabilidade da superfície de rolamento e garantir condições de trafegabilidade satisfatória, faz necessário a construção de um revestimento primário, que consiste em uma camada de material colocada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre este, obtido pela compactação de uma mistura (natural ou preparada) de material argiloso com material granular (na proporção em torno de 1,0 de argila para 2,5 de material granular) de espessura variando entre 10,0 e 20,0 cm (SANTOS, *et al.* 1985).

O material argiloso atua como ligante e regularizador da superfície final de rolamento, enquanto o material granular, cuja dimensão máxima ideal é de aproximadamente 2,50 cm, serve para aumentar o atrito da pista com as rodas dos veículos.

De acordo com o Departamento de Estradas do Estado de Dakota do Sul – USA, para que a camada de revestimento primário seja composta por uma composição granulométrica recomendada para a respectiva aplicação, a mesma deve admitir as seguintes características detalhadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Faixa granulométrica de materiais para revestimento primário (Fonte: SOUTH DAKOTA LOCAL TRANSPORTATION – US citado por BAESSO & GONÇALVES, 2003)

Peneiras	3/4"	Nº 4	Nº 8	Nº 40	Nº 200
Aberturas	(19,1 mm)	(4,8 mm)	(2,4 mm)	(0,42 mm)	(0,075 mm)
% Passando	100	50 - 78	37 - 67	13 - 35	4 - 15
Índice de Plasticidade (IP): 4 - 12					

Outras duas técnicas existentes que servem para minimizar os eventuais defeitos que podem surgir na superfície de rolamento de uma estrada não pavimentada consistem na construção do agulhamento e do encascalhamento.

O agulhamento é definido como sendo a cravação, por compactação, de material granular grosseiro diretamente no subleito, se este for argiloso, ou sobre uma camada argilosa colocada sobre o subleito. O encascalhamento, consiste no simples lançamento de material granular sobre o leito da estrada.

As técnicas citadas para melhorar a durabilidade da superfície de rolamento, contra a ação das intempéries e dos esforços produzidos pelo tráfego, de maneira geral apresentam as seguintes desvantagens:

- pouca durabilidade;
- baixa eficiência técnica;
- provocam impacto ambiental, pois, tanto na fase de construção quanto de manutenção, faz-se necessário a exploração de jazidas para extração de materiais;
- torna o custo elevado, devido aos gastos com a compra dos materiais e com o transporte dos mesmos,
- não possuem critérios de dimensionamento para determinar a espessura necessária do revestimento.

Por meio da Figura 2.4 ilustram-se exemplos da ineficiência das técnicas citadas quando aplicadas nas estradas do PMAHC (14/07/2010).



a)



b)

Figura 2.4 – a) Agulhamento e b) Encascalhamento

Com o intuito de eliminar as desvantagens das técnicas citadas anteriormente, a presente pesquisa teve como objetivo desenvolver uma método de melhoramento da superfície de rolamento das estradas de terra, existentes na área do PMAHC, com base na melhoria das características mecânicas do próprio solo do subleito por meio da incorporação de dois produtos, o cimento Portland e as fibras de polipropileno, aliado ao emprego de um método de dimensionamento de espessura de revestimento primário de estradas não pavimentadas, desenvolvido pela instituição governamental americana FHWA (Federal Highway Administration).

No tópico a seguir serão abordaremos três métodos utilizados para determinar a espessura do revestimento primário, sendo que apenas um deles foi escolhido como método na determinação da espessura do revestimento primário a ser aplicado no presente trabalho.

2.2.5 – Métodos de Dimensionamento da Espessura do Revestimento Primário

A literatura rodoviária existente no país é bastante carente de elementos que permitem aos técnicos do setor estabelecer com mais propriedades as espessuras de revestimento primário necessárias a atender a demanda por tráfego, levando em consideração, por exemplo, parâmetros que possam transmitir-lhes maior confiabilidade ao lidarem com estradas apresentando as mais variadas características (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

Com base na escassez nacional de métodos para dimensionamento da espessura adequada de camadas de revestimento primário para estradas não pavimentadas, recorreu-se à literatura estrangeira, onde foi encontrado um manual pertencente à instituição governamental americana FHWA, divulgado em novembro de 2000, versando sobre a manutenção e projeto de estradas rurais não pavimentadas, intitulado “*Gravel Road Thickness Design Methodos*”.

No citado manual existem três métodos de dimensionamento, do qual o autor da tese recomenda a utilização de apenas um, o terceiro método, pois o mesmo escolhido diferencia dos demais por estabelecer parâmetros relativamente complexos e apurados para determinação das espessuras mais apropriadas para o revestimento primário. O método leva em consideração, por exemplo, demandas de tráfego futuro na estrada, módulo resiliente dos materiais utilizados, corrugações permissíveis e perda de agregados na mistura do revestimento, entre outros.

Os métodos de dimensionamento contidos no manual são:

Método - 1: o presente método determina a espessura necessária de material granular que se deve colocar sobre o subleito da estrada em função de três parâmetros, o primeiro parâmetro relaciona-se com o nível de solicitação do eixo padrão (eixo simples de roda dupla com carga de 18.000 libras = 8,20 tf), o segundo relaciona-se as seis condições climáticas existentes nas regiões Norte Americana e o terceiro parâmetro refere-se a qualidade do solo do subleito. Na Tabela 2.6 encontram-se as espessuras mínimas necessárias a serem utilizadas como revestimento primário em função dos parâmetros descritos.

Tabela 2.6 – Espessuras (cm) de agregados para camadas de revestimento primário (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000)

Qualidade do Solo do Subleito	Níveis do Tráfego	Regiões dos Estados Unidos com os Seus Referidos Climas					
		I	II	III	IV	V	VI
Muito Bom	Alto	20	25	38	18	23	38
	Médio	15	20	28	13	18	28
	Baixo	10		15		10	15
Bom	Alto	28	30	43	25	28	43
	Médio	20	23	30	18	23	30
	Baixo	10	13	18	10	13	18
Regular	Alto	33	35	43	30	33	43
	Médio		28	30		25	30
	Baixo		15	18		13	18
Fraco	Alto		15	18		13	18
	Médio					38	
	Baixo	23	25	23		20	23
Muito Fraco	Alto						
	Médio	23	25	23		20	23
	Baixo	28	28	25			

Os níveis de tráfego são definidos em função do número de solicitação do eixo padrão, caracterizados, portanto, da seguinte maneira:

- Tráfego Alto → 60.000 a 100.000 solicitações do eixo padrão;
- Tráfego Médio → 30.000 a 60.000 solicitações do eixo padrão;
- Tráfego Baixo → 10.000 a 30.000 solicitações do eixo padrão.

De acordo com Baptista (1986) as qualidades dos solos do subleito encontram-se relacionadas com o índice de suporte Califórnia (CBR) da seguinte forma:

- Solo Muito Bom → $\text{CBR} \geq 30\%$
- Solo Bom → $20\% \leq \text{CBR} \leq 30\%$;
- Solo Regular → $10\% \leq \text{CBR} \leq 20\%$;
- Solo Fraco → $5\% \leq \text{CBR} \leq 10\%$;
- Solo Muito Fraco → $\text{CBR} \leq 5\%$.

Em se tratando das condições climáticas existentes nas seis regiões dos Estados Unidos, as mesmas são caracterizadas de maneira seguinte (SKORSETH & SELIM, 2000):

- Região I → Clima úmido, sem gelo;
- Região II → Clima úmido, com ciclo de gelo e degelo;
- Região III → Clima úmido com gelo intenso, descongelando na primavera;
- Região IV → Clima seco, sem gelo;
- Região V → Clima seco, com ciclo de gelo e degelo;
- Região VI → Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera.

Método - 2: este método é utilizado em algumas regiões do estado de Dakota do Sul. O método é considerado bastante simples por utilizar apenas dois parâmetros, o volume estimado de veículos pesados trafegando diariamente na estrada e a capacidade de suporte do subleito obtida pelo método do índice de suporte Califórnia – CBR (Califórnia Bearing Ratio), por meio da Tabela 2.7 detalha-se o método citado por Skorseth & Selim, 2000.

Tabela 2.7 – Espessuras sugeridas para camadas de revestimento primário

Volume Estimado de Veículos Pesados Diariamente	CBR do Subleito (%)	Espessura Sugerida (cm)
0 a 5	≤ 3	16,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	14,0
	$\text{CBR} > 10$	11,5
5 a 10	≤ 3	21,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	18,0
	$\text{CBR} > 10$	14,0
10 a 25	≤ 3	29,0
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	23,0
	$\text{CBR} > 10$	18,0
25 a 50	≤ 3	37,0
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	29,0
	$\text{CBR} > 10$	21,5

Método - 3: O presente método de dimensionamento de revestimento de estrada de terra foi desenvolvido pelo *Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD – LTAP)*. Este método encontra-se inserido no Apêndice – A do *Manual de Dimensionamento e Manutenção de Estradas de Terra do Departamento de Transporte dos Estados Unidos (SKORSETH & SELIM, 2000)*.

Por meio do presente método de dimensionamento, o projetista pode estimar a quantidade de materiais necessários para a construção de uma seção da estrada. Além de obter o orçamento da construção, o projetista, com base nas condições estabelecidas no projeto, pode também estimar o período necessário para que ocorra a manutenção da seção construída, priorizando dessa maneira a durabilidade da mesma assim como a redução no seu custo de manutenção.

O método leva em consideração: futuro tráfego previsto, módulo resiliente do subleito e das camadas de base e sub-base, efeitos da duração do clima, perda de serventia da superfície da estrada, condição admissível da superfície da estrada e perda de agregado da superfície da estrada,

Este método foi traduzido pelo autor da presente tese, com um exemplo de aplicação, para facilitar para aqueles que estão interessados como o dimensionamento da espessura do revestimento primário é determinado. Um exemplo do dimensionamento utilizando o método proposto encontra-se no **ANEXO - A**.

2.3 - Estabilização dos Solos para Utilização em Pavimentos

Em locais onde há falta de pedras e os solos não atendem os critérios técnicos, ou quando se pretende fazer, com solos, uma camada mais resistente, recorre-se geralmente à estabilização de solos.

A regra vigente é bastante simples quando se associa a ideia de estabilização ao desempenho das estradas de terra. As estradas com leito constituído de solo arenoso apresentam superfície de rolamento razoável durante chuvas, mas muita poeira durante o período de estiagem; as estradas com leito constituído com leito argiloso apresentam superfície de rolamento razoável durante o período de estiagem, mas muita lama durante o período de chuva.

Assim, a ideia de combinar as qualidades positivas desses materiais é quase intuitiva. Se forem misturados em proporções convenientes solo arenoso e solo argiloso, será possível chegar a um produto que não ofereça poeira nas secas nem lama nas chuvas, ou seja, um produto estabilizado, um solo estabilizado (SENÇO, 2001).

De modo geral, estabilizar um solo é utilizar um processo qualquer de natureza física (estabilização granulométrica), físico-química (uso de materiais compósitos, por exemplo; solo-cimento-fibra), química (adição de cal, cimento, betume, etc) ou mecânica (compactação), de forma a tornar esse solo estável para os limites de sua utilização e ainda fazer com que esta estabilidade permaneça sob a ação das cargas exteriores e ações climáticas variáveis.

De acordo com Ingles & Metcalf (1972) a estabilização de solos consiste numa técnica por meio do qual se busca uma melhoria das características do comportamento do solo, principalmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade.

A técnica de melhoramento do comportamento mecânico dos solos consiste numa área específica da engenharia geotécnica, mais particularmente estudada pela engenharia rodoviária, entretanto, seu emprego em outras áreas vem se expandindo nas últimas décadas.

Senço (1997) aponta os estudos sobre os processos de estabilização de solos como uma das mais importantes atividades dos profissionais de pesquisa rodoviária no Brasil, pelas inegáveis vantagens econômicas de uso de materiais locais combinados.

Nesse contexto, a estabilização química dos solos se insere como uma notória técnica de melhoria das propriedades de engenharia dos mesmos, mostrando-se como uma solução promissora dentro da realidade nacional, induzindo à necessidade de estudos sobre as propriedades geotécnicas dos solos naturais e misturas estabilizadas.

De acordo com Alcântara (1995) citado por Pereira (2005), a gama de aditivos químicos utilizados na estabilização de solos é vasta, indo desde os produtos tradicionais como cal, cimento e betume, passando por produtos comerciais nacionais e internacionais e até materiais alternativos como os obtidos de materiais regionais ou de subprodutos de processamentos industriais.

Pereira (2005) classifica os aditivos químicos em três grupos, a saber:

- a) Comerciais Tradicionais: são os aditivos mais utilizados nas construções, objetos de inúmeras observações de laboratório e de campo para uma vasta gama de solos, são eles: a cal, o cimento Portland e os materiais betuminosos;
- b) Comerciais Não tradicionais Patenteados: são exemplos de aditivos químicos comerciais não tradicionais: Con-Aid, ISS 2500 (Ionic Soil Stabilizer), Perma-Zyme, Consolid, DS 328 (produto brasileiro), Dynacal (produto brasileiro), Enzymatic, Terra Fix, EMC², RBI Grade 81, etc;
- c) Produtos Alternativos: são produtos já testados na estabilização de solos, mas que não são específicos para esse fim, por exemplo: hidróxido de sódio (Soda Cáustica), cloreto de cálcio, cloreto de sódio, resorcinol formaldeído, acrilato de Cálcio, ácido Fosfórico, etc.

Dentre os aditivos químicos citados, será feita uma abordagem sobre a estabilização de solos com o uso do cimento que foi um dos materiais utilizados na presente pesquisa.

2.3.1 – Estabilização de Solos com o Uso do Cimento

Na literatura consta que a mistura solo-cimento foi utilizado pela primeira vez em 1800, no Sul da Inglaterra, como tratamento de leito de estradas e pistas para veículos tracionados por cavalo, sendo percussor dessa mistura o engenheiro inglês H. E. Brook-Bradley (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION – PCA, 1960).

O emprego de solo-cimento no Brasil iniciou-se na década de 1940 em São Paulo devido ao acelerado crescimento do interior do estado e consequente necessidade de ampliação da malha rodoviária (SENÇO, 2001).

De maneira geral, a adição de cimento ao solo produz modificações substanciais em suas propriedades. E o maior ou menor grau ou velocidade com que estas modificações se processam depende de características específicas do solo, do teor de cimento, quantidade de água, forma e grau de compactação, período de cura, temperatura, entre outros (FEUERHARMEL, 2000).

Lima *et al.* (1993) relatam da seguinte maneira o efeito do cimento nos solos:

- Solos granulares: nos solos granulares destina-se principalmente a desenvolver ligações nos contatos intergranulares, aumentando a coesão da mistura;
- Solos finos: nos solos finos, os grãos de cimento comportam-se como núcleos, aos quais aderem às partículas que os rodeiam, formando regiões de material floculado que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação.

Ainda segundo Lima *et al.* (1993) todo e qualquer solo pode ser estabilizado com cimento, no entanto, é regra básica que o teor de cimento empregado aumenta com o teor de argila, o que torna os solos arenosos mais favoráveis economicamente, a este tipo de estabilização.

O cimento tem a função de desenvolver uma estrutura capaz de minimizar os efeitos das variações de umidade do solo, que desenvolvem grandes forças de tração e compressão no interior de massas porosas.

De acordo com Branco, Pereira & Santos (2008) existem duas maneiras para a utilização deste tipo de estabilização. Uma com pequena quantidade de cimento, 3,0 ou 4,0 % de teor em cimento, em que se visa essencialmente diminuir a susceptibilidade do solo à água, e aumentar a resistência, embora ligeiramente, trata-se, portanto da técnica chamada de “solo tratado com cimento”. Outra com dosagens de cimento maiores, conduzindo a um material de resistência elevada denomina-se “solo-cimento”.

A mistura solo-cimento é o fruto da conjugação do solo, do cimento e da água, em proporções determinadas em ensaios de laboratório, e de um processo construtivo que leva estes elementos misturados a uma massa específica também fixada em laboratório (LIMA; BUENO & SILVA, 1993). Os autores mencionam, ainda, que a experiência brasileira no emprego de camadas de base em solo-cimento comumente alicerça-se nos métodos de dosagem da “PCA”, trabalhando-se com uma norma simplificada de dosagem.

O estabelecimento do teor de cimento é em geral efetuado por meio de um estudo experimental, com os seguintes passos principais:

- 1) Identificação do solo, para prever o teor de cimento adequado;
- 2) Preparação de misturas com vários teores em cimento;
- 3) Ensaios de compactação para determinar o teor em água ótimo e a densidade seca máxima, de cada mistura;
- 4) Preparação dos corpos de prova, compactados, de cada mistura, para submeter ao ensaio de resistência a compressão simples ao fim de várias idades (pelo menos aos 07 e aos 28 dias).

Tendo como objetivo de estudo, quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade da mistura compactada e do teor de umidade de moldagem sobre a resistência de misturas solo-cimento, e também, verificar a validade do uso das relações água/cimento na estimativa da resistência à compressão simples, Foppa *et al.* (2007), realizaram ensaios de compressão simples onde incorporaram cimento Portland de alta resistência inicial ao solo residual de arenito Botucatu classificado como areia fina, os autores concluíram que:

- A adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promove ganhos significativos de resistência no material;
- A redução na porosidade do material compactado promove ganhos significativos de resistência a compressão; pois, a porosidade afeta diretamente a resistência por alterar o número de pontos de contatos entre as partículas e por consequência a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra;
- A variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante o peso específico aparente seco da mistura, afeta a resistência a compressão simples do solo-cimento. De maneira geral, ocorre um aumento de resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir.

De acordo com Ingles & Metcalf (1972) a água necessária para a hidratação do cimento é de apenas cerca de 50 % do peso de cimento incorporado à mistura e mais:

- Não existe uma relação facilmente equacionável entre a resistência à compressão simples e a relação água/cimento para o material estudado;
- A relação vazios/cimento, definida pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento, ajustado por um expoente $[n/(C_{iv})^{0,28}]$, mostrou-se adequada para a avaliação da resistência à compressão simples.

Os autores citados acreditam que este expoente é uma função do tipo de material utilizado (solo + cimento). Ainda segundo os autores, a relação vazios/cimento tem grande utilidade no projeto e controle da execução de camadas de solos tratadas com cimento

Com base nos estudos desenvolvidos por vários pesquisadores relacionados à incorporação do cimento ao solo, sabe-se que o mesmo tem influência nos seguintes parâmetros: resistência a compressão simples e tração diametral, rigidez inicial; módulos de deformação, plastificação, deformação volumétrica, módulo de ruptura, condutividade hidráulica e resistência ao ataque químico.

Segundo a ATIC (1993) aumentar a porcentagem de cimento é a maneira mais econômica de elevar a capacidade de carga em camadas de pavimento sem que seja necessário aumentar sua espessura evitando, portanto, emprego de material natural de melhor qualidade.

O aumento da espessura ou a obtenção de material de melhor qualidade implicam em custos extras com transporte e custos devidos a movimentos de terra, além do aumento da duração da obra.

2.3.2 – Critérios Desenvolvidos para Determinar o Teor Eficaz de Cimento a Ser Incorporado ao Solo para Uso da Mistura Resultante como Material para Camada de Pavimento

Por se tratar de uma camada exposta (diferentes da camada de base ou sub-base que se encontra protegida pelo revestimento asfáltico ou de concreto), o revestimento primário encontra-se mais susceptível à ação das condições climáticas do ambiente em que foi construído, sendo necessário analisar a sua durabilidade diante dos agentes externos que atuam sobre ele.

De acordo com Lima *et al.* (1993), a durabilidade pode ser definida como sendo a capacidade de um material manter a sua integridade quando submetido à ação de agentes externos.

As condições e os mecanismos pelos quais se processam as alterações são: dissolução, erosão interna ou piping, fissuração e perda de ligações pétreas, o que conduz à perda de material e à desagregação.

Segundo Ingles & Metcalf (1972) a durabilidade pode ser avaliada pela perda de peso ou pela variação de absorção ou expansão ao final de certo tempo ou de um determinado ciclo de uma ação periódica, como por exemplo, a molhagem e secagem.

Pereira (2005) comenta que o reconhecimento da fraca durabilidade de um solo é possível apenas em termos qualitativos, sendo necessário aplicar métodos de ensaio muito específicos, o que faz com que esse parâmetro seja difícil de ser avaliado. Ainda segundo o autor a resistência dos solos à erosão e ao desgaste é uma característica extremamente desejável quando se pensa em construção de pavimentos rodoviários.

Em solos naturais encontram-se diferentes valores de durabilidade tornando-se necessário melhorar aqueles que apresentam reduzido valor para esse parâmetro, visto que, baixos valores de durabilidade traduzem-se normalmente em elevados custos de manutenção.

Atualmente em nosso país quando se deseja melhorar o comportamento mecânico de um determinado tipo de solo incorporando cimento ao mesmo, objetivando sua aplicação para camadas de pavimento (seja flexível ou rígido), principalmente se for camada de base, o engenheiro preocupa-se unicamente apenas com a resistência a compressão não confinada após sete (07) dias

de cura. Porém, estudos realizados em países desenvolvidos mostram que apenas o respectivo parâmetro não garante desempenho satisfatório das camadas em longo prazo.

Para obter uma dosagem ótima de cimento num determinado tipo de solo, a ser utilizado como camada de pavimento, Scullion *et al.* (2005) recomendam o confronto entre os resultados dos teores obtidos com base no equilíbrio entre os critérios de quatro ensaios de desempenho relacionados com os ensaios de:

- Resistência à Compressão não confinada;
- Retração;
- Resistência à abrasão;
- Susceptibilidade á umidade pelo TST (Tube Suction Test).

As descrições dos ensaios a seguir foram todas retiradas do relatório: *Evaluating the Performace of Soil-Cement and Cement-Modified Soil for Pavements: A laboratory Investigation*, desenvolvido por Scullion *et al.* (2005).

O autor da presente tese acredita que as descrições a seguir são de grande interesse para a comunidade acadêmica, uma vez que existem inúmeros trabalhos sendo desenvolvidos incorporando o cimento em sua matriz como produto de estabilização, principalmente se o destino da mistura for para uso em camada de pavimento.

2.3.2.1 - Critério da Resistência à Compressão Não Confinada

Em 1935 a PCA (Portland Cement Association) começou um amplo estudo objetivando desenvolver um controle científico para obtenção de misturas de solo-cimento uniformes e mais duráveis com vários tipos de solos.

Observou-se, que apenas o ensaio de compressão simples não era satisfatório para obter melhor desempenho das misturas ao longo do tempo. Sendo assim, desenvolveu-se o ensaio de durabilidade para auxiliar os resultados do ensaio de compressão simples embora o ensaio de durabilidade não fosse originalmente desenvolvido para determinar a quantidade de cimento nas misturas.

Posteriormente a PCA em conjunto com o Departamento de Estradas do Estado da Carolina do Sul desenvolveram correlações entre a resistência a compressão simples (RCS) e a durabilidade.

Contudo, as agências de estradas dos estados americanos preferiram adotar uma RCS mínima para um determinado tipo de solo ao invés de realizar o ensaio e durabilidade uma vez que

este último necessitava de mais equipamento e exigia um tempo de aproximadamente um (01) mês para sua realização.

Em resposta a necessidade de ensaios mais rápidos, a PCA desenvolveu para solos arenosos o chamado “ensaio de atalho”, que correlaciona a RCS versus durabilidade, dentro de uma faixa específica da fração granulométrica passante na peneira N^o 200 (abertura de 0,075 mm). O gráfico desta correlação encontra-se ilustrado na Figura 2.5.

No respectivo gráfico observa-se que aproximadamente 95 % de todas as amostras dos variados tipos de solos utilizados, com < 50 % passando na peneira N^o 200, satisfazem o critério da durabilidade ao adquirirem a RCS de 750 psi (5,17 MPa). Porém, isto também significa dizer que, se fixar o valor de 750 psi como RCS de projeto para todas as obras, o mínimo teor de cimento incorporado será muito superior ao real teor necessário para que 95 % das amostras satisfaçam o ensaio de durabilidade, ou seja, 95 % dos materiais obtidos encontram-se "muito estabilizado" (SCULLION *et al.*, 2005).

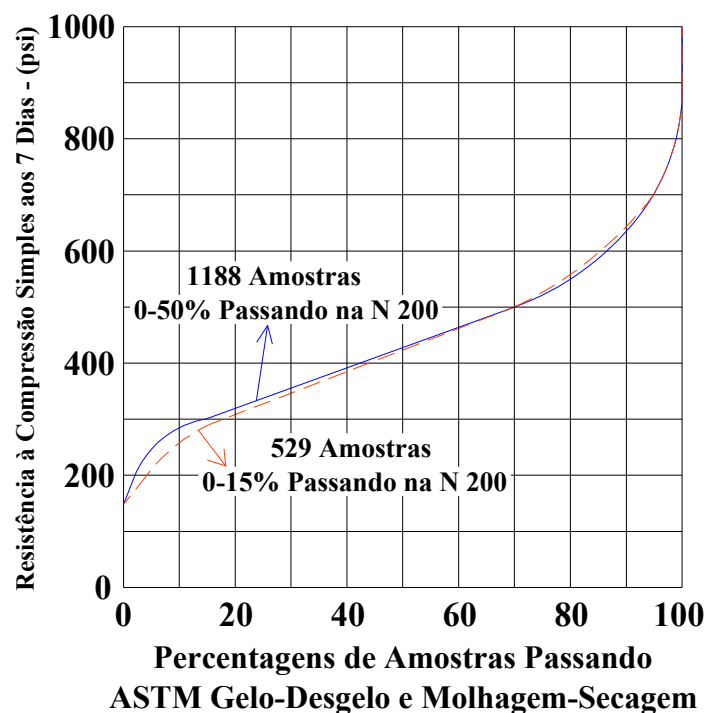


Figura 2.5 – Relação entre a resistência à compressão simples e a durabilidade (Fonte: SCULLION *et al.*, 2005)

No período em que muitos desses padrões foram adotados, o teor de cimento utilizado era muito elevado adotando-se dessa maneira uma prática muito conservadora para muitos solos ou agregados. O ensaio de durabilidade passou a ser visto como um parâmetro positivo, pois, como

mais cimento aumenta-se a resistência dos solos ou dos agregados e os mesmos tornavam-se mais duráveis.

No entanto, pesquisas mais recentes indicam que a alta resistência obtida após os sete (07) dias de cura, na verdade pode ser prejudicial ao desempenho em longo prazo da mistura.

Determinar o teor “ótimo” de cimento hoje é visto como um ato de interação entre os teores necessários para satisfazer os critérios da resistência, durabilidade e também não atingir elevados teores de modo a não proporcionar o aparecimento de fissuras pelo processo da retração.

O aparecimento de fissuras em si não é tido, necessariamente, como um problema estrutural, mas muitas vezes proporciona a deterioração da estrutura por meio de um número exagerado de trincas e também porque levam a problemas secundários quando a umidade penetra internamente nas camadas.

Em vários casos documentados (SCULLION & HARRIS, 1998), a umidade conseguiu uma desintegração total da camada de base. A causa do aparecimento das fissuras foi estudada extensivamente entre de 1960 e 1970 e por meio dos estudos compreendeu-se que o aparecimento das mesmas encontra-se relacionado à contração no agregado fino, da quantidade de água utilizada no momento da homogeneização e da falta de cura adequada (GEORGE, 1972).

Em 1971 a PCA desenvolveu uma abordagem sistemática para a determinação da quantidade de cimento a ser incorporado aos solos ou agregados para utilização da mistura resultante como camada de base para pavimento.

Na Figura 2.6 ilustra-se a abordagem da respectiva sistemática. Nesta sistemática a resistência à compressão simples e a durabilidade são os parâmetros principais para determinação do teor mais adequado de cimento.

Os ensaios de gelo-desgelo (ASTM-D560) e molhagem-secagem (ASTM-D559) são os ensaios recomendados para avaliar a durabilidade da mistura.

Na Tabela 2.8 detalha-se os valores recomendados da perda de peso em percentagem (%) após a realização do ensaio de durabilidade para cada tipo de solo. As exigências contidas na tabela aplicam-se apenas aos materiais cimentados voltados para a construção de base de pavimento.

Foi sugerido por Epps, Dunlap & Gallaway (1971) que os critérios de congelamento-descongelamento e molhagem-secagem não são adequados para avaliar a estabilização do subleito, uma vez que o mesmo encontra-se em profundidade elevada de modo a não estar sujeito a estes ataques.

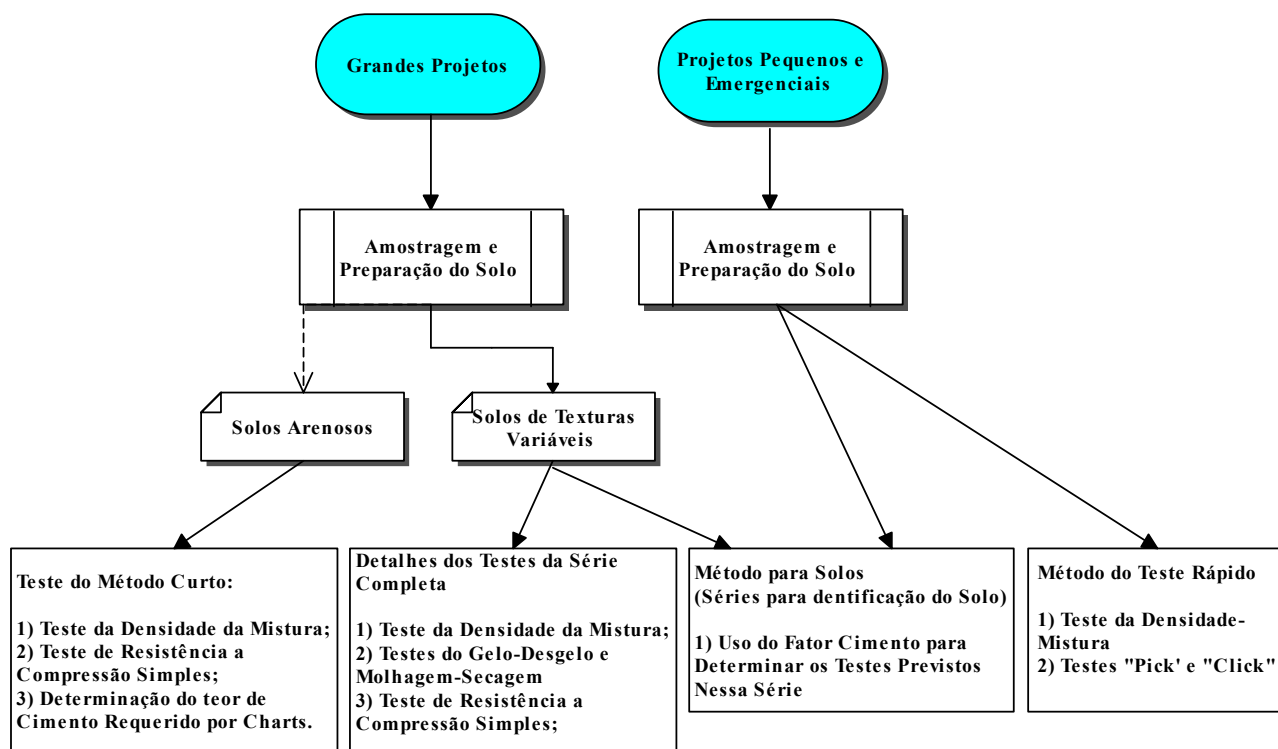


Figura 2.6 – Métodos para ensaios de solo-cimento em laboratório (Fonte: PCA, 1971 citado por SCULLION *et al.*, 2005)

Tabela 2.8 – Valores admitidos para perda de peso após a realização do ensaio de durabilidade (Fonte: SCULLION *et al.*, 2005)

Classificação dos Solos		Perda Máxima Admissível de Peso Após 12 Ciclos de Molhagem-Secagem ou Gelo-Desgelo
AASHTO:	UNIFICADO:	
A-1	GW, GP, GM, SW, SP e SM	14 %
A-2-4 e A-2-5	GM, GC, SM e SC	
A-3	SP	
A-2-6 e A-2-7	GM, GC, SM e SC	10 %
A-4	CL, ML	
A-5	ML, MH e OH	
A-6	CL e CH	7 %
A-7	OH, MH e CH	

- Critérios adicionais para o ensaio de durabilidade:

- 1) A máxima variação de volume durante a realização do ensaio mostra ser menor do que 2 % do volume inicial;
- 2) A máxima quantidade de água requerida durante o ensaio mostra ser menor do que a quantidade de água requerida para saturar a amostra durante a etapa de moldagem;
- 3) A resistência a compressão mostra um incremento durante a idade da amostra.

A resistência à compressão não confinada geralmente é definida de acordo com a norma ASTM D1633. Na Tabela 2.9 detalham-se os valores recomendados das resistências a compressão simples em função do tempo de cura e dos tipos de solos utilizados na mistura.

Tabela 2.9 – Faixas típicas de resistência à compressão não confinada para solo-cimento (Fonte: EPPS, DUNLAP & GALLAWAY 1971)

Tipo de Solos e Classificação de acordo com os Grupos:		Resistência à Compressão Simples Saturada			
		Sete (07) Dias		Vinte e oito (28) Dias	
		(psi)	(kPa)	(psi)	(kPa)
Areia e Solos Pedregulhosos					
AASHTO: A-1, A-2 e A-3	UNIFICADO: GW, GC, GP, GF, SW, SC, SP e SF	300 - 600	2068 - 4137	400 - 1000	2758 - 6894
Solos Siltosos					
AASHTO: A-4 e A-5	UNIFICADO: ML e CL	250 - 500	1724 - 3447	300 - 900	2068 - 6205
Solos Argilosos					
AASHTO: A-6 e A-7	UNIFICADO: MH e CH	200 - 400	1379 - 2758	250 - 600	1724 - 4137

USACE (United State Army Corpo of Engineers) também desenvolveu especificações de projeto para mistura de solo-cimento de acordo com os requisitos dos ensaios de durabilidade e resistência à compressão simples (ACI, 1990). Os valores recomendados pelo USACE para o ensaio de durabilidade e da resistência não confinada em função do tipo de solo visando a estabilização pela incorporação do cimento encontram-se apresentados, respectivamente, nas Tabelas 2.10 e 2.11.

Tabela 2.10 – Valores requeridos pela USACE para perda de peso após a realização do ensaio de durabilidade (Fonte: SCULLION *et al.*, 2005)

Tipo de Solo:	Perda Máxima Admissível de Peso Após 12 Ciclos de Molhagem-Secagem ou Gelo-Desgelo
Granular com IP < 10	11 %
Granular com IP > 10	8 %
Siltes	8 %
Argilas	6 %

Tabela 2.11 – Valores de resistência à compressão simples recomendados pela USACE

Camada Estabilizada:	Resistência Mínima Após Sete (07) Dias			
	Pavimento Flexível		Pavimento Rígido	
	(psi)	(MPa)	(psi)	(MPa)
Base	750	5,171	500	3,447
Sub-base ou Subleito	250	1,724	200	1,379

O Departamento de Transporte dos EUA baseava seus critérios de dimensionamento com base nas diretrizes da PCA. A lógica era que, se a resistência necessária à compressão simples era obtida então os resultados do ensaio de durabilidade não seria um problema.

Entretanto, na década de 1960, o Departamento de Estradas da Califórnia propôs uma resistência mínima para materiais de base no valor de 850 psi ao fim de sete dias.

A experiência adquirida com essa resistência mínima foi que, a alta resistência contribuiu para a existência de problemas graves na estrutura devido ao aparecimento do grande número de fissuras por retração.

Sendo assim, de acordo com Hitek (1998), a resistência mínima a compressão simples aos sete dias passou a ser reduzida do valor exigido pelo Departamento. Naquele momento outras agências passaram a adotar os seus próprios valores, tais como:

- a) Texas DOT (Department of Transportation) = 500 ou 700 psi;
- b) Road Research Laboratory in United Kingdom = 250 ou 400 psi, dependendo do volume de tráfego;
- c) U. S. Air Force = 300 psi;
- d) Iowa DOT = 450 psi.

O Departamento de Transporte do Texas construiu vários quilômetros de estradas na década de 1960, com bases projetadas para atender a resistência de 750 psi. No entanto, em várias extensões das estradas construídas o desempenho obtido foi insatisfatório, principalmente por causa de graves problemas surgidos por fissuras desenvolvidas pelo fenômeno da retração.

Segundo Wimsatt (1998) nos últimos anos a resistência a compressão simples aos sete dias para misturas de solo-cimento, visando sua aplicação em base de pavimento rodoviários, têm sido no intervalo de 200 a 300 psi, ou seja, 1379 kPa a 2068 kPa. Por isso, que na especificação da NBR-12253/1992 – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, exige-se o valor de 2100 kPa ao final de sete (07) dias de cura.

2.3.2.2 - Critério do Fenômeno da Retração

Os problemas mais graves encontrados com materiais de solo-cimento estão relacionados com o aparecimento de fissuras por retração. Pequenas fissuras distantes não são consideradas um problema estrutural, porém, quando essas fissuras admitem um aumento em suas dimensões passam a danificar a estrutura.

O aparecimento de grandes fissuras proporciona a degradação da estrutura através dos seguintes fatores:

- 1) Infiltração da umidade, que contribui para o bombeamento de finos da camada do subleito e, portanto, perda de apoio para a camada de solo-cimento acima deste;
- 2) Deterioração da camada de solo-cimento pela presença da umidade induzida o que contribui ainda mais para o aparecimento de trincas;
- 3) Redução da capacidade de trabalho da camada de solo-cimento por causa da perda de apoio no subleito;
- 4) Perda de bloqueio total da fissura, resultando em perda de continuidade do pavimento e redução da capacidade estrutural do mesmo.

A retração das misturas de solo-cimento resulta da perda de água por secagem e da auto-dessecação durante a hidratação do cimento. A magnitude e a taxa da retração do solo-cimento são influenciadas por diversos fatores, incluindo proporções das misturas e a propriedades dos materiais.

Geralmente, os solos de granulometria mais fina apresentam maior retração do que os solos de granulometria mais grossa. Os surgimentos das fissuras ocorrem quando do desenvolvimento da retração provocada pelas partículas constituintes do solo, desenvolvendo dessa maneira uma tensão de contração muito maior do que a resistência à tração da mistura.

Com base na literatura técnica chegou-se a conclusão de que as variáveis que influenciam diretamente na redução do fenômeno da retração são:

- a) Seleção de materiais e projeto de mistura,
- b) Uso de aditivos químicos para retardar o endurecimento rápido do cimento,
- c) Modo de cura, e
- d) Aplicação de técnicas de construção específicas.

- Seleção do Tipo de Material a ser Estabilizado com Cimento

De acordo com Calabiano & Rawlings, (1992), o guia australiano de prática para aplicações de camada de base de solo-cimento foi alterado após realizações de pesquisas e trabalhos de campo desenvolvidos em Queensland. As mudanças incluíram recomendações sobre a granulometria dos materiais bem como o uso do ensaio de retração linear como um indicador do potencial de retração.

A pesquisa concluiu que para obter menor influência no fenômeno da retração os materiais deveriam apresentar as seguintes características:

- Índice de Plasticidade = máximo de 4%;
- Introdução de uma mistura de cimento-cinzas;
- Percentagem de material passando na peneira # 200 = máximo de 7.0 %;
- A retração linear do material de base tratado com cimento não deve exceder = 250 microstrains após 21 dias.

- *Seleção do Tipo de Cura*

Norling (1973) recomenda a colocação do revestimento asfáltico na superfície da camada de base apenas após a mesma apresentar trincas em sua superfície. Pois, essa recomendação contribui para um maior aparecimento de fissuras na superfície da camada de base que por sua vez contribui para uma menor contração na parte inferior da camada asfáltica evitando dessa maneira refletir trincas na superfície do revestimento asfáltico.

A redução da perda de umidade durante o processo de cura do solo-cimento, especialmente nos primeiros dias de cura, é importante para minimizar a retração e os problemas decorrentes do aparecimento de fissuras. Um processo de cura adequado evita um rápido ressecamento que provoca a retração e também promove o ganho de resistência por meio da hidratação do cimento.

Kuhlman (1994) recomenda que a cura de uma camada de base de solo-cimento recém-construída deve ter aplicação de imprimação com emulsão e também permanecer intacta (sem tráfego) durante o período mínimo de sete dias. Isto se deve ao fato de que, a proteção da camada por emulsão evita rápida evaporação da água contida na mistura reduzindo o ressecamento da camada.

O autor afirma que este é o melhor método para minimizar o aparecimento de fissuras por retração após as fases de compactação e acabamento da camada. Ele ainda recomenda a colocação do revestimento asfáltico sobre a base de solo-cimento logo após 24 horas do término da conclusão da mesma.

De acordo com Kuhlman (1994), na Holanda utilizava-se de 15 a 30 cm de espessura para camada de solo-cimento, com a incorporação 10 % de cimento ao solo ou agregado utilizado, e 5,1 a 6,4 cm de espessura para camada asfáltica (KUHLMAN, 1994).

- Procedimento de Construção

De acordo com Williams (1986) para evitar que as fissuras da camada de solo-cimento se propaguem para a camada de revestimento asfáltico, a África do Sul, Novo México, Arizona e British Columbia construíam seus pavimentos inserindo uma camada granular entre a camada de base de solo-cimento e o revestimento asfáltico, embora este método não reduza o aparecimento de trincas na camada de base. No Brasil este método é conhecido como pavimento invertido.

Vários trabalhos foram desenvolvidos com o objetivo de determinar um possível padrão de aceitação de fissuras em bases de solo-cimento. Nesses estudos tem-se utilizado um tipo de serra que corta a superfície da camada cimentada em espaços regulares. Aplicando-se esse método foi observado vários relatos de resultados promissores (BONFINGER & SULLIVAN, 1971, e PRETORIUS, 1970).

Entretanto, o espaçamento predeterminado entre os cortes para induzir as fissuras deve estar associado com a suficiente resistência a compressão, a rigidez da base de solo-cimento, as condições para o desenvolvimento de tensão de contração e o correspondente potencial de fissuras.

O comportamento à fadiga da base de solo-cimento resultante da carga do tráfego também deve ser incorporado na predeterminação do espaçamento ideal dos cortes.

Pretorius (1970) sugeriu que, uma vez que pouco ou nada pode ser feito para evitar o aparecimento de fissuras por retração, é melhor induzi-las, através da introdução de cortes realizados na superfície da camada como é regularmente feito com pavimentos de concreto. Williams (1986) comentou que a realização de cortes na superfície da camada cimentada por serragem pode ter custo inviável.

De modo geral foi constatado que a indução de pré-fissuras por corte tem contribuído para bons resultados, sendo assim, de acordo com Litzka & Haslehner (1995) as agências Austríacas deram início ao desenvolvimento do programa de pré-fissuramento na camada de solo-cimento logo no início do seu período de cura. E este tipo de pré-fissura pode ser induzida por qualquer tipo de tráfego após 24 horas da construção da camada ou por meio da passagem do rolo compactador entre 24 e 72 horas.

Litzka & Haslehner (1995) relataram que cinco passagens do rolo compactador contribuíram para um resultado satisfatório, desenvolvendo uma rede de microtrincas que eliminou o desenvolvimento de fissuras maiores por retração.

2.3.2.3 - Critério da Durabilidade & Abrasão

Quando se utiliza camada de base de solo-cimento visando aplicação em autoestrada, os tradicionais ensaios de durabilidade por molhagem-secagem e gelo-desgelo (para o caso de países de clima temperado) geralmente encontram-se aliados ao ensaio de resistência à abrasão.

- Ensaio da Escova de Fios de Aço

Os dois ensaios mais comumente recomendados para realizar o ensaio de durabilidade nas camadas de base de solo-cimento são o ASTM- D559, para resistência a molhagem e secagem e, ASTM D560, para resistência ao congelamento e descongelamento.

De acordo com ASTM- D559, a perda de peso do material estabilizado com cimento através da escovação por fios de aço é determinada após 12 ciclos de molhagem e secagem e, uma técnica semelhante é utilizado por 12 ciclos de congelamento e descongelamento. No Brasil a norma utilizada para realizar o ensaio de durabilidade é a NBR-13554/1996 que estabelece apenas seis (06) ciclos de molhagem e secagem.

Em trabalhos desenvolvidos pela PCA observou-se que, apenas cerca de 20 % das amostras com resistência à compressão de 300 psi satisfaziam o ensaio de durabilidade por congelamento e descongelamento, enquanto, que cerca de 70 % das amostras satisfaziam o ensaio quando apresentavam resistência à compressão de 500 psi.

Foi observada correlação entre a resistência à compressão e a percentagem de amostras de laboratório passando nos ensaios de congelamento e descongelamento. Essa relação, ilustrada anteriormente na Figura 2.5, pode ser usada para selecionar o mínimo de resistência à compressão para conseguir determinado grau de proteção contra o congelamento e o descongelamento.

No entanto, o dano provocado pelo efeito do congelamento e do descongelamento é função dos poros contidos na estrutura da matriz cimentícia e do nível de saturação presente, por isso, a relação com a resistência pode ser tida como consequência inter-relacionada. Certos fatores que produzem maior resistência, tais como maiores teores de cimento e maior densidade, também diminuem o tamanho dos poros e reduzem a permeabilidade. Isso faz com que a amostra torne-se mais difícil de saturar.

A maioria dos ensaios de durabilidade por molhagem e secagem levam um tempo considerável para serem realizados (12 ciclos de molhagem e secagem demoram cerca de seis (06) semanas para serem desenvolvidos).

Uma desvantagem adicional do ensaio de durabilidade por molhagem-secagem é que, embora se determine uma força específica de aplicação igual a 15 N, o processo de escovação é manual e depende do operador e das cerdas da escova.

Um estudo desenvolvido por Samson (1986) demonstrou que a tentativa de reproduzir o processo da molhagem e secagem pelo método da escovação manual utilizada na África do Sul é deficiente devido ao fato da escovação ser inadequada por causa das técnicas adotadas por diferentes laboratórios.

- Ensaio da Erosão / Ensaio Sul Africano do Rastro de Roda

De acordo com Van Wijk & Lovell (1986) nos Estados Unidos o ensaio da escova era o ensaio mais amplamente recomendado para determinação da durabilidade de materiais do tipo solo-cimento, no entanto, outros ensaios têm sido recomendados em todo o mundo. O ensaio do cisalhamento por rotação com água corrente é um exemplo.

Um excelente estudo dos pontos positivos e negativos do ensaio por rotação foi feito por De Beer (1989). Baseado nas limitações dos ensaios tradicionais, o autor relatou o desenvolvimento de um novo ensaio chamado de ensaio do afundamento de roda Sul-Africano para avaliação da erodibilidade de materiais pouco cimentados.

O objetivo do ensaio consiste em tentar simular de maneira mais realística as condições de tensões desenvolvidas na superfície da camada sob passagem de cargas pesadas de caminhões. Detalhes do ensaio assim como o critério de avaliação atribuído encontram-se ilustrados nas Figuras 2.7 e 2.8.

O objetivo do ensaio do fundamento de roda consiste em verificar se os materiais de granulometria fina são suscetíveis à erosão, para que dessa maneira, seu uso possa ser evitado ou se necessário esta característica seja modificada. Neste ensaio, três amostras retangulares encontram-se submersas em água e cobertas com uma membrana de neoprene áspera. Cada membrana tem uma textura igual ao de uma lixa que proporciona um contato rugoso.

Uma roda de peso igual à 17,775 kg com borda chanfrada é aplicada em cima da membrana, e, logo em seguida, inicia-se o processo de passagem sobre a mesma de modo a percorrer todo o comprimento da amostra. Em seguida, após 5000 repetições, realiza-se a medida da profundidade, por meio da medida de quinze (15) pontos, da erosão provocada pelo afundamento da trilha desenvolvida na superfície da amostra.

O índice de erosão é expresso como a média da profundidade obtida para as três amostras ensaiadas. Este ensaio simula a ação da erosão real que ocorre na camada de base estabilizada quando na presença da água.

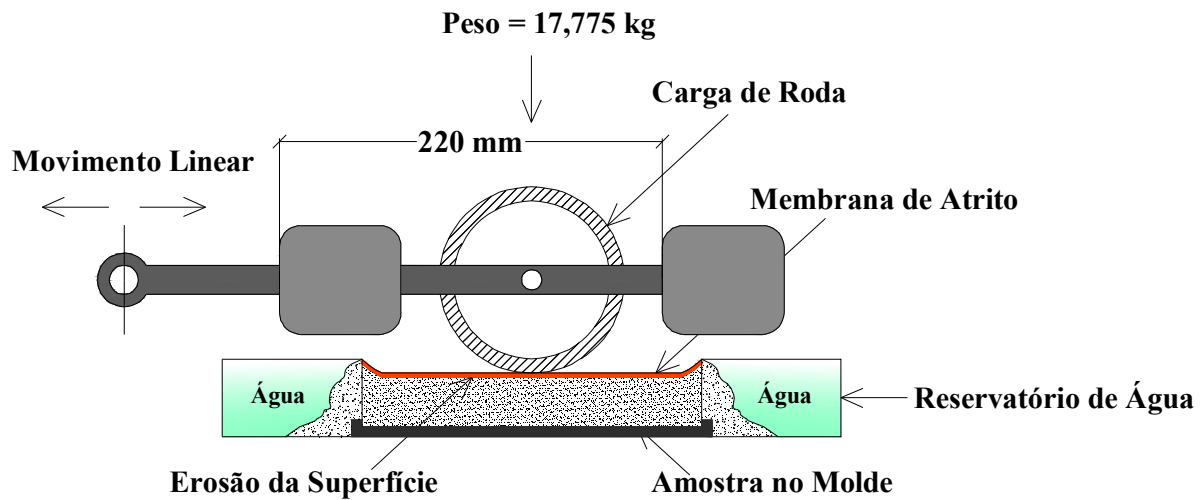


Figura 2.7 – Exemplo do ensaio de rastro de roda Sul Africano (Fonte: SCULLION, 2005)

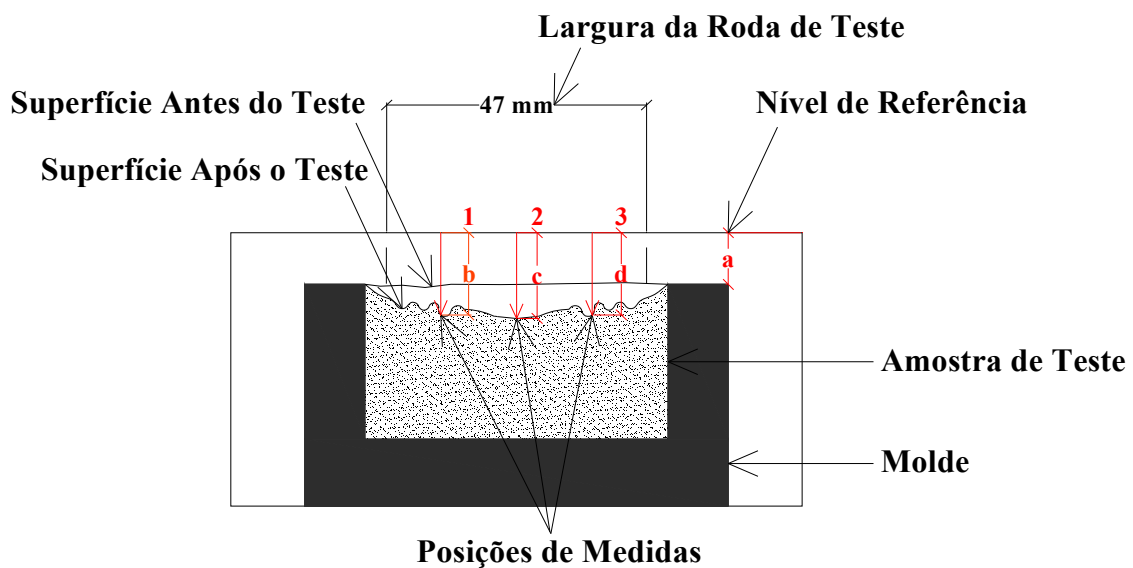


Figura 2.8 – Exemplo de medidas da erosão no ensaio de afundamento de trilha de roda (FONTE: BEER, 1989)

2.3.2.4 - Critério da Susceptibilidade à Umidade

A maioria dos problemas relacionados à deterioração das camadas estabilizadas com cimento encontra sua origem na influência da umidade. Em vários casos, essas reações estão associadas com a penetração da umidade e seu movimento no interior da camada estabilizada.

Quando a umidade penetra nas fissuras da camada cimentada e se acomoda em seu interior desenvolve a degradação acelerada da base por lixiviação das partículas finas (neste caso o cimento) contribuindo para formação de uma estrutura menos estável.

A presença desta umidade, associada com a carga mecânica cíclica, contribui ainda mais para o processo de degradação da camada. Em alguns estudos foi observado, que a umidade aprisiona-se dentro da camada de solo-cimento devido ao fato de se utilizar um material contendo muita argila ou pela utilização de um agregado gráúdo com alta capacidade de absorção. Para avaliar este aspecto foi desenvolvido o ensaio de tubo de sucção explicado a seguir.

- Ensaio do Tubo de Sucção (*Tube Suction Test – TST*)

O Instituto de Transporte do Texas avaliou um novo procedimento de ensaio para identificar problemas decorrentes dos agregados utilizados nas camadas de base. Os pesquisadores Scullion & Saarenketo (1997) propuseram um ensaio para identificar o baixo desempenho provocado pela desestabilização dos materiais de base por meio da medição de ascensão capilar e valores dielétricos de superfície, chamados por eles de TST.

Um exemplo do ensaio TST é ilustrado na Figura 2.9. Trata-se de uma amostra compactada na umidade ótima em um molde cilíndrico de concreto cujas dimensões são 6 X 8 polegadas e que contém em sua base uma série de pequenos furos. A amostra é levada para uma sala de temperatura igual à 40°C onde deve permanecer por vários dias até secar e, a partir de então inicia-se o processo de monitoração da umidade devido a ascensão capilar por meio de uma sonda dielétrica, que mede as propriedades dielétricas da superfície da amostra. As medidas dielétricas realizadas na superfície da amostra correlacionam-se com o valor da sucção de água por forças capilares na matriz da amostra.

A mineralogia das partículas finas que contribui para maior afinidade com a água. O “dielétrico” é a própria medida da umidade que ascende no interior da amostra. É esta umidade de ascensão ou "livre" que é responsável pelo baixo desempenho da camada quando sujeita a solicitação do tráfego e também pela fraca resistência às ações cíclicas do congelamento e descongelamento.

Estudos foram realizados no Texas e na Finlândia com o objetivo de relacionar o desempenho em laboratório e no campo dos materiais classificadas pelo TST. Estudos realizados em laboratório por Saarenketo, Scullion, & Kolisoja (1998) concluíram que os materiais que foram mal classificados pelo TST também apresentam baixa capacidade de carga pelo seu módulo de resiliência e as propriedades relacionadas à deformação permanente. Além disso, Guthrie &

Scullion (2000) comentam que os materiais que tiveram uma classificação não satisfatória pelo TST também foram altamente suscetíveis aos danos da gEDA.

Com base nos estudos desenvolvidos no Texas e na Finlândia, foram estabelecidos critérios experimentais para o material da camada de base, tais como: se a superfície dielétrica excede o valor dez (10), esse material possivelmente não terá comportamento satisfatório sob ações das cargas de tráfego pesado em áreas que são sujeitas ao fenômeno cíclico de congelamento e descongelamento. Se a superfície dielétrica for dezesseis (16) muito provavelmente existirá problemas na respectiva camada. E se a superfície dielétrica ultrapassar o valor 16 recomenda-se uma estabilização química.

O TST foi modificado e ampliado para realização de ensaios em materiais estabilizados quimicamente para uso em base. No procedimento modificado, as amostras dos materiais estabilizados, são primeiramente curadas durante sete (07) dias antes de ir para a secagem. Em seguida, as amostras são colocadas em 0,25 pol de água deionizada para poder começar o ensaio.

Trabalhos desenvolvidos pelo Instituto de Transporte do Texas associaram os resultados do TST com o baixo desempenho das bases estabilizadas quimicamente. Se a umidade pode influenciar na camada estabilizada quimicamente através das fissuras superficiais ou de subleitos saturados, então pode ocorrer deterioração.

Devido à natureza metaestável de muitos dos minerais associados com os produtos químicos de estabilização, o movimento da água pode lixiviar os metais alcalinos e alcalino-terrosos, diminuindo, portanto, a resistência do material estabilizado.

Por exemplo, o hidróxido de cálcio, é um dos principais constituintes dos materiais estabilizados tanto com o cimento quanto com a cal, e tem solubilidade muito elevada na presença da água pura podendo facilmente ser lixiviado de forma muito rápida. Uma vez que a água evapora, íons em solução começam a precipitar como sais solúveis (por exemplo, o gesso).

A Susceptibilidade de materiais estabilizados quimicamente quando da entrada de umidade não é abordada nos métodos e especificações existentes. Pesquisa feita por McCallister & Petry (1991), Scullion & Harris (1998), e Syed & Scullion (1998) comentam que se água pode migrar nessas bases quimicamente estabilizada, então, as reações químicas podem ser modificadas.

Às vezes essa reação pode levar a reversão de estabilização. Syed & Scullion (1998) comentam que a migração da água internamente à base de solo-cimento causou lixiviação apenas do cimento na matriz restando apenas os agregados limpos. Um estudo foi realizado para correlacionar o TST e o ensaio da escova para avaliar durabilidade do solo-cimento (SYED, 2000).

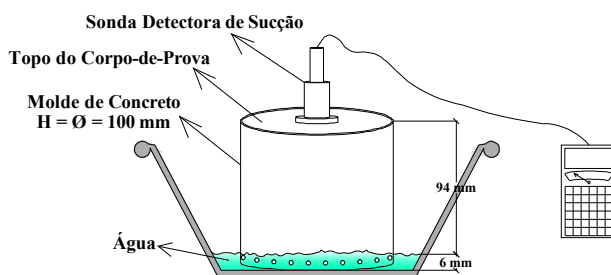
Observou-se que existe uma forte correlação entre os dois métodos de ensaio. Em seus estudos, Syed (2000) variou o tamanho das amostras e concluiu que a melhor correlação foi obtida para a amostra de 4 polegadas de diâmetro por 4,5 polegadas de altura.



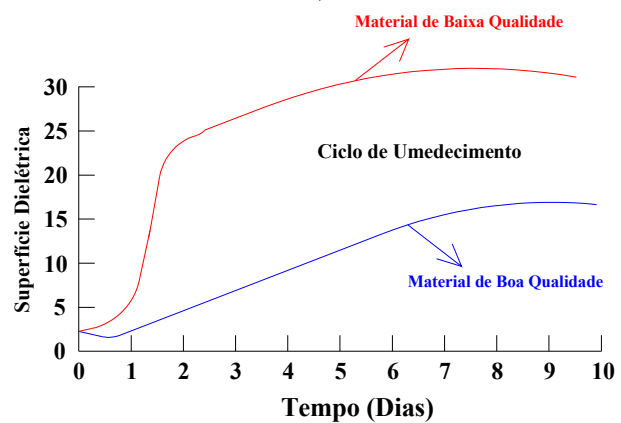
a)



b)



c)



d)

Figura 2.9 – a) Equipamento de medição dielétrica; b) Exemplo de medição dielétrica em corpo de prova; c) Sistema de ensaios e d) Resultados típicos (FONTE: SCULLION, 2005)

O simples fato de que a água pode migrar através da matriz dos materiais estabilizados quimicamente é suficiente para iniciar o desenvolvimento de compostos químicos secundários. Muitas vezes, esses compostos secundários são prejudiciais para as camadas estabilizadas do pavimento o que as levam a uma perda de resistência e consequente deterioração rápida.

O tópico seguinte é dedicado ao tema reforço de solos através da incorporação de fibras.

2.4 – Solos Microrreforçados com Fibras

2.4.1 - Reforço de Solos Através da Incorporação de Fibras

Nos últimos 20 anos, tem-se observado um número crescente de relatos sobre a utilização de fibras de aço, vidro, borracha e de plástico em pesquisas de laboratório, na área geotécnica.

Como exemplos de trabalhos desenvolvidos na área, pode-se citar os seguintes autores: Gray & Ohashi (1983), Gray & Al-Refeai (1986), Austin *et al.* (1993), Hannant (1994), Johnston (1994), Taylor (1994), Teixeira *et al.* (1995), Bueno *et al.* (1997), Machado *et al.* (1998), Babadopulos *et al.* (2008), John *et al.* (1999), Iasbik *et al.* (2000), Specht (2000), Feuerharmel (2000), Casagrande (2001 e 2005), Donato (2003 e 2007), Trindade *et al.* (2005 e 2006), Santos (2004), Pagani (2007), Silva (2007), Festugato (2008 e 2011), Falorca *et al.* (2006), Consoli (2007) e Consoli *et al.* (1999, 2001, 2002 e 2006).

A grande maioria desses trabalhos atesta ganhos de resistência e confirmam a ação das fibras como elementos que proporcionam aumento na ductilidade do solo.

Relatos de trabalhos de campo são mais escassos, porém, de modo similar, comprovam a facilidade de execução e de compactação e o bom desempenho do fibrossolo (AUSTIN *et al.*, 1993 e TRINDADE *et al.*, 2005).

Segundo Bueno & Lima (1997) a utilização das fibras no solo – chamado fibrossolo – possui um grande potencial de aplicação em diversos tipos de obras de engenharia como, por exemplo, reforço de solos para apoio de fundação rasa, barreiras de vedação, capas de proteção de aterros sanitários, etc.

As fibras desempenham um papel fundamental, pois melhoram o desempenho das matrizes frágeis quando da exigência de esforços dinâmicos (JOHN *et al.*, 1999). Essas modificações se refletem no aumento da capacidade de carga do solo e na redução de sua compressibilidade. Como qualquer estabilizante químico tradicional o mesmo deve ser dosado para poder ser utilizado com sucesso na engenharia obtendo-se, com isso, melhores ganhos de desempenho mecânico (TEIXEIRA *et al.*, 1995).

Trindade *et al.* (2005) consideram que a presença das fibras de qualquer natureza modifica o comportamento do solo desenvolvendo um material mais dúctil, mais coesivo e levemente mais compressível. Segundo o autor, os solos arenosos com a adição das fibras apresentam maiores ângulos de atrito interno. Por outro lado, a presença das fibras afeta levemente a permeabilidade dos

solos, causam uma redução no coeficiente de permeabilidade de solos mais permeáveis além de provocar um efeito inverso nos menos permeáveis.

A grande diversidade de elementos de reforço utilizados deu origem a investigações experimentais e analíticas sobre dois grandes grupos de técnicas de reforço do solo: os chamados Macroreforço e Microreforço do solo, termos usados por Gregory & Chill (1998) e Pinto (2000).

→ Macroreforço: consiste em colocar os elementos de reforço no solo, com espaçamentos verticais e horizontais apropriados, e orientados segundo a direção das deformações principais de tração que se desenvolvem no solo não reforçado, ou seja, colocar os materiais de reforço na zona provável de ruptura.

Os elementos de reforço, cuja dimensão é significativamente maior que a das partículas do solo a reforçar, variam significativamente na forma (tiras estreitas e compridas, telas planas e contínuas ou em grelha, etc.), na textura (rugosa ou lisa) e na deformabilidade relativa (baixa como a do aço ou elevada como a dos geossintéticos).

Cada um destes elementos de reforço influencia um volume de solo bastante importante em relação ao volume total do solo reforçado, e conseqüentemente, o número de elementos de reforço necessários é pequeno.

→ O Microreforço do solo consiste em misturar o solo com elementos de reforço de pequenas dimensões, imitando a mistura de aditivos no solo, de modo a ficarem uniformemente distribuídos e orientados de maneira aleatória.

Os elementos de reforço podem ser fibras naturais ou sintéticas de pequeno comprimento ou contínuas, pequenas peças de malhas sintéticas ou recortes de geossintéticos e tiras de materiais reutilizáveis, etc.

Cada um destes elementos de reforço influencia um volume de solo muito pequeno relativamente ao volume total de solo reforçado, sendo, portanto, necessário um número muito grande destes elementos de reforço para constituir o reforço.

Uma vez que o número de elementos de reforço é elevado e a interação solo-reforço se mobiliza em toda a área de contato daqueles elementos com o solo, pode-se mesmo admitir que, do ponto de vista da engenharia civil, o solo microreforçado constitui um novo material, compósito, tão homogêneo quanto o for o solo a reforçar e quanto mais regular for a distribuição dos elementos do reforço (FALORCA, 2002).

2.4.2 – Aplicações do Solo Microreforçado

Andrawes *et al.* (1986) e Leflaive (1982 e 1988) identificaram uma grande variedade de tipos potenciais de aplicação do solo microreforçado, no domínio da área geotécnica, como por exemplo:

→ Construção e Manutenção de Pavimentos: os solos inaceitáveis para as camadas estruturais dos pavimentos ou para estradas não pavimentadas podem ser usados, quando microreforçados. Os elementos de reforço melhoram o comportamento mecânico do solo quando sujeito a ações repetidas, aumentando o tempo de vida útil dos pavimentos. O solo microreforçado permite ainda fazer reparações rápidas nos pavimentos e reabilitar pavimentos degradados (Lindh & Eriksson, 1990).

→ Fundações Superficiais: o solo microreforçado pode ser aplicado na fundação de estruturas sobre solos moles ou solos não homogêneos, principalmente como técnica para minimizar os recalques diferenciais e em certos casos, para melhorar a estabilidade durante a construção ou a curto prazo.

→ Construção de Aterros: o solo microreforçado pode ser aplicado na construção de aterros, usando solo com baixas propriedades mecânicas.

Os elementos de reforço embebidos no solo permitem aumentar a sua capacidade de resistir às ações exteriores, sendo o solo microreforçado indicado para casos onde o material de aterro da trincheira drenante pode ser reforçado para ajudar a suportar subseqüentes sobrecargas, aliviando desse modo as tensões transmitidas ao solo. Os esforços do solo que se desenvolverão contra os muros de suporte tradicionais também podem ser reduzidos, se o material de aterro for microreforçado.

→ Construção e Manutenção de Taludes: os elementos de reforço misturados no solo aumentam a sua resistência ao corte e à fissuração, permitindo construir taludes estáveis mais inclinados, sem ser necessário prever estruturas de suporte e de proteção do talude.

→ Taludes Estabilizadores: o solo microreforçado pode ainda ser aplicado na construção de taludes estabilizadores que permite reparar facilmente fissuras localizadas nos taludes de solo com fraca resistência ao corte, resultantes do deslizamento pouco profundo de massas de solo que se desenvolve alguns anos após a construção dos taludes.

→ Estruturas Antisísmicas e Resistentes ao Choque: o solo microreforçado é um material relativamente dúctil e com elevada capacidade de absorção de energia. É indicado para o caso das ações exteriores serem de natureza dinâmica ou acidental, uma vez que pode absorver considerável energia à custa de grandes deformações.

→ Drenos e Filtros: o solo microreforçado pode ser aplicado na construção de drenos e filtros resistentes ao corte e à erosão interna, uma vez que os elementos de reforço melhoram o comportamento mecânico do solo sem alterar a sua permeabilidade, e impedem o arrastamento das partículas do solo devido ao escoamento da água.

→ Sistemas de Impermeabilização Resistentes ao Cisalhamento: o assentamento não uniforme do sistema de impermeabilização dos aterros de resíduos pode causar deformação excessiva e fissuração da camada de argila compactada, resultando a fuga dos lixiviados para o solo envolvente. O solo argiloso microreforçado pode ser aplicado em sistemas de impermeabilização ou de cobertura de aterros de resíduos para manter a sua integridade estrutural (resistente ao cisalhamento), uma vez que os elementos de reforço praticamente não alteram a permeabilidade do solo (MAHER & HO, 1994).

De acordo com Falorca (2002) o número de aplicações do solo microreforçado em obra já é considerável, devido ao reconhecimento das suas vantagens. Os tipos de aplicação mais usuais compreendem essencialmente muros de suporte ou taludes estabilizadores, aterros e reparação de taludes que sofreram rotura devido ao movimento de massas de solo cuja superfície de deslizamento ocorreu a profundidades relativamente pequenas.

2.4.3 – Sobre o Processo de Mistura das Fibras com o Solo

A mistura do solo com os elementos de reforço tem sido um problema apontado por alguns investigadores, nomeadamente por: Freitag (1986), Gray & Al-Refeai (1986), Andrawes *et al.* (1986), Maher & Gray (1990), Al-Refeai (1991), Ranjan *et al.* (1996), Morel & Gourc (1997), Al-Refeai & Al-Suhaibani (1998), Kumar *et al.* (1999), Santoni *et al.* (2001), Falorca (2002). É difícil conseguir uma mistura homogénea, por ocorrer com frequência a segregação dos materiais durante a mistura.

Freitag (1986) encontrou algumas dificuldades para misturar uniformemente as fibras sintéticas na argila arenosa. A mistura à mão tendeu a agrupar as fibras, nomeadamente as fibras que tinham superfície rugosa (fibriladas), em vez de as distribuir uniformemente. Minimizando o tempo de mistura e separando as fibras à medida que se iam juntando, foi possível conseguir boas amostras de solo microreforçado.

Este autor observou ainda que as fibras lisas e de maior diâmetro (0,20 mm de diâmetro) eram as mais apropriadas para misturar no solo, embora também fossem necessários alguns cuidados para obter uma distribuição uniforme aceitável.

Gray & Al-Refeai (1986) usaram misturadoras de pás e misturadoras por vibração sem conseguirem resultados satisfatórios, porque as fibras formavam novelos ou tendiam a flutuar na areia. Os pesquisadores usaram ainda uma misturadora especial, com ação helicoidal, mas mesmo este tipo de misturadora impôs limitações à percentagem de fibras que podia ser uniformemente misturada de modo aleatório na areia. Para minimizar o fenómeno da segregação dos materiais durante o processo de mistura, foi necessário umedecer o solo, adicionando pequenas quantidades de água, normalmente correspondentes à umidade ótima.

Para alguns investigadores, a compactação da mistura, seguindo procedimentos normalizados, revelou-se inadequada, especialmente porque introduziu reorientação dos elementos de reforço (FREITAG, 1986 e MOREL & GOURC, 1997) e no caso dos solos argilosos, introduziu sobreconsolidação (MAHER & HO 1994, GREGORY & CHILL 1998).

Estes fenómenos levaram os investigadores a adotarem procedimentos especiais para a compactação dos corpos de prova de solo microreforçado (GRAY & AL-REFEAI 1986, MOREL & GOURC 1997, SANTONI *et al.* 2001) e para a moldagem dos corpos de prova de solo argiloso normalmente consolidado (ANDERSLAND & KHATTAK 1979, MAHER & HO 1994, GREGORY & CHILL 1998).

Para solos argilosos estes eram preparados misturando a argila com bastante água destilada (correspondente a pelo menos duas vezes o limite de liquidez do solo), com o auxílio de uma batedeira elétrica durante 20-30 minutos, à qual juntavam lentamente as fibras e em seguida a mistura ficava consolidando num molde. A cada variável do estudo era preparado um único bloco de material, do qual eram extraídos os corpos de prova para os ensaios.

Contudo, alguns investigadores observaram que estas dificuldades deixaram de existir ou pelo menos foram significativamente minimizadas quando realizaram a mistura diretamente no local da obra, quer por meio de equipamentos usuais em obras de terra, quer usando misturadoras de grande capacidade, e quando realizaram a compactação seguindo os procedimentos habituais em obras de terra (ANDRAWES *et al.* 1986, LINDH & ERIKSSON 1990, GREGORY & CHILL 1998, CASAGRANDE, 2005 e VENDRUSCOLO, 2003).

Lindh & Eriksson (1990) citados por Falorca (2002) descreveram a aplicação da técnica do microreforço em dois trechos da camada de base do pavimento da estrada n.º 881, perto de Sunne, cerca de 300 quilômetros a oeste de Estocolmo, em Outubro de 1988. Os trechos tinham 20 m e 40 m de comprimento. A areia úmida foi misturada com pequenas quantidades de fibras de

polipropileno com 48 mm de comprimento (0,25 e 0,5 % do peso da areia seca, respectivamente para cada trecho), numa betoneira, e conseguiram uma mistura bastante satisfatória.

Depois a mistura foi transportada no caminhão até à obra, foi despejada diretamente sobre o pavimento degradado existente (previamente remexido) e foi espalhada e nivelada com uma niveladora. Os trabalhos de espalhamento e de nivelamento do material foram executados com ferramentas manuais.

A mistura da areia com as fibras formou um material intertecido de tal forma que eram arrastados grandes torrões de material pela niveladora, não se conseguindo moldar uma camada com 10 cm de espessura.

A compactação foi efetuada satisfatoriamente com um cilindro vibrador de 4 toneladas que transmitia uma carga estática equivalente de 27 N/mm. Após a compactação, a superfície da areia microreforçada tinha uma resistência às ações do tráfego consideravelmente superior à da areia, uma vez que não eram visíveis os sulcos normalmente provocados pelo tráfego sobre a camada de areia compactada não reforçada.

Casagrande (2005) ao estudar o comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações, obteve uma boa homogeneização da seu solo (areia fina) com a fibra de polipropileno de título igual a 3,3 dtex (1 dtex = 1g/10.000 m), utilizando uma betoneira. Inicialmente a autora colocou na betoneira a areia e logo em seguida a fibra, desfiada anteriormente de maneira manual, depois ao observar uma homogeneização satisfatória adicionou-se água à mistura. O mesmo procedimento de moldagem também foi adotado por Vendruscolo (2003) quando estudou o comportamento de ensaios de placa em camada de solo melhorados com cimento e fibras de polipropileno.

2.4.4 – Tipos de Fibras

No reforço de solos vários tipos de fibras podem ser utilizadas, desde as fibras naturais até as industrializadas.

Suas características, que também afetam diretamente a matriz a que se incorpora, são inerentes ao tipo de material do que são compostas e seu processo de fabricação. Assim, torna-se de fundamental importância o conhecimento do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada um deles para um bom desempenho do conjunto, assim como a definição do tipo de fibra a ser utilizada.

As fibras podem ser classificadas em quatro grupos, que são: naturais, poliméricas, minerais e metálicas.

a) Fibras Naturais: as fibras naturais foram as primeiras empregadas como reforço na história da humanidade, sendo em sua maioria de origem vegetal destacando-se o bambu, juta, coco, linho e sisal, sendo essa mais utilizada devido sua alta tenacidade e resistência. Porém apresentam durabilidade pequena e são afetadas pela umidade ambiente. Como possuem as características de alta absorção de água, colaboram para que ocorra fissuração devido à retração diferencial.

Sendo as fibras naturais de grande abundância no Brasil, os esforços se direcionam para as fibras de coco e sisal, a partir das quais foram desenvolvidas materiais tais como telhas, calhas e pequenas caixas d'água (BENTO, 2006).

b) Fibras Poliméricas: talvez seja a mais promissora para ser empregada como reforço de solos. Os polímeros, de acordo com sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras. As fibras desenvolvidas com material polimérico são subdivididas em quatro tipos de acordo com seu material de fabricação:

→ **Fibras de Polipropileno:** as fibras de polipropileno são constituídas de um tipo de material que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si de forma que possam deslizar umas sobre as outras (HOLLAWAY, 1994).

Essas fibras possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição; seu módulo de elasticidade é menor que qualquer outra fibra (em torno de 8 GPa) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (TAYLOR, 1994).

→ **Fibras de Polietileno:** as fibras de polietileno têm módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada e altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência, o que significa que, se elas forem utilizadas para suportar tensões altas permanentemente em um compósito fissurado, elongações e deflexões consideráveis podem ocorrer ao longo do tempo (HANNANT, 1994).

→ **Fibras de Poliéster:** o poliéster apresenta alta densidade, rigidez e resistência, conferindo tais características às fibras feitas deste material. Essas fibras possuem um aspecto bastante similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (TAYLOR, 1994). O poliéster atualmente mais conhecido é o polietileno tereftalato, cuja sigla é PET. É o material constituinte das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros.

→ **Fibras de Poliamida:** polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto, se estas moléculas forem esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (TAYLOR, 1994). A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300GPa (HOLLAWAY, 1994).

c) Fibras Minerais: dentre as fibras minerais, são citadas as de carbono, de vidro e de amianto.

→ **Fibras de Carbono:** baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na baixa densidade, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420GPa. Estas características tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras para o sucesso do compósito (TAYLOR, 1994).

→ **Fibras de Vidro:** as fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 μ m (TAYLOR, 1994).

→ **Fibras de Amianto:** as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000MPa e módulo de elasticidade em torno de 160GPa, e apresentam uma ótima aderência com matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μ m (TAYLOR, 1994). Essa fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Assim, sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

d) Fibras Metálicas: As fibras de aço conduziram a um número considerável de pesquisa como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil apresentam índice aspecto na faixa de 30 a 50 (índice aspecto consiste na relação existente entre o comprimento da fibra dividido pelo seu respectivo diâmetro), comprimento variando de 10,0 a 76,2 mm e diâmetro entre 0,13 e 0,90 mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não à sua ruptura (FESTUGATO, 2008).

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1100MPa e o módulo de elasticidade é de 200GPa. Este tipo de fibra tem grande variedade de formatos para aumentar a resistência ao arrancamento. Dependendo do meio a que estão inseridas, podem apresentar problemas de corrosão.

Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (TAYLOR, 1994). Seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz (HANNANT, 1994).

2.4.5 – Resultados dos Estudos da Inserção das Fibras no Solo

As pesquisas sobre os mecanismos de interação solo-reforço e sobre o comportamento e as potencialidades do solo microreforçado, são desenvolvidas procurando identificar as características que influenciam de modo fundamental o comportamento da respectiva mistura.

Festugato (2008) alega que os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra são muito complexos. Para o autor são inúmeras as combinações de variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação. Para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra.

Geralmente as pesquisas tem sido conduzidas experimentalmente por meio de ensaios realizados em laboratório, sobre amostras representativas dos materiais, conduzidas de forma a ser possível comparar o comportamento do solo não reforçado com o do solo microreforçado, para controle do melhoramento. Normalmente, o programa experimental inclui ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral, cisalhamento direto, triaxiais estáticos e cíclicos, compactação, CBR e com menor frequência, ensaios de expansibilidade, ensaios de permeabilidade, ensaios de erosão, ensaios de tração por flexão, ensaios de ondas sísmicas etc.

A seguir descrevem-se os resultados observados por alguns autores quando da inserção de fibras na matriz do solo:

→ **Hoare (1979):** realizou uma série de ensaios em laboratório para investigar a influência das fibras na compacidade, na resistência ao corte e na deformabilidade do solo. O autor utilizou um solo granular, cujo diâmetro das partículas estava compreendido entre 0.6 mm e 5.0 mm, reforçado com pequenas quantidades de fibras de polipropileno (teores inferior a 2 %) distribuídas de modo aleatório. As fibras tinham a forma de fios torcidos com 50 mm de comprimento e de tiras de geotêxtil com 7 mm de largura por 66 mm de comprimento.

O autor considerou sete (07) métodos de compactação diferentes. Os resultados dos ensaios de compactação indicaram que as fibras ofereceram resistência à compactação, principalmente as tiras de geotêxtil. Esta resistência, expressa em termos de porosidade final, foi proporcional à percentagem de fibras, independentemente do método de compactação usado, mas claramente

dependente do tipo de fibra, das propriedades do solo e da interação solo-fibras. Foi a resistência mobilizada na interface solo-fibras que proporcionou esta resistência à compactação.

Esta constatação permitiu concluir que não é a resistência à tração das fibras que controla o comportamento da mistura, mas a interação solo-fibras, dependente de fatores tais como a granulometria do solo, a forma das partículas, a textura e a superfície específica das fibras. A resistência ao corte e a ductilidade do solo aumentaram, mas de modo menos significativo que a resistência à compactação. Misturando o solo com uma percentagem de fibras de 1 % em peso, o ângulo de atrito interno aumentou 2° a 3°. O autor observou que a compactação com pilão foi mais eficaz para o aumento da resistência ao corte do que a compactação por vibração.

O aumento da ductilidade foi proporcional ao aumento da percentagem de fibras, independente do método de compactação e do tipo de fibras, mas dependeu enormemente das propriedades mecânicas das fibras.

→ **Freitag (1986)**: investigou a influência das fibras de polímeros sintéticos na resistência de um solo residual calcário (argila arenosa – CL). O autor misturou o solo com pequena quantidade (1 % do volume) de fibras com 20 mm de comprimento e variou o seu teor em água. Os corpos de prova, imediatamente após a compactação, foram ensaiados à compressão simples.

A resistência à compressão simples foi maior no caso do solo reforçado, correspondendo a diferença mais significativa de cerca de 25 % aos teores em água superiores ao teor em água ótimo do solo.

Este autor observou que o tipo de fibra, filamento e fibrilada, não teve influência relevante no melhoramento da resistência do solo. A resistência máxima ocorreu para teores em água situados no ramo seco da curva de compactação do solo e o seu valor não foi muito diferente do correspondente ao solo não reforçado, indicando que a mistura de fibras no solo compactado no ramo seco da curva de compactação não tem qualquer efeito benéfico.

O solo reforçado foi capaz de suportar maiores deformações e maiores tensões para a rotura, correspondendo a diferença mais significativa aos teores em água superiores ao teor em água ótimo do solo.

→ **Fatani et al. (1991)**: realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar o comportamento de uma areia siltosa reforçada. Os elementos de reforço consistiam de fibras metálicas flexíveis, semi-rígidas e rígidas. A influência da orientação das fibras segundo o plano de cisalhamento foi investigada. Reforços posicionados a 90° em relação ao plano de cisalhamento e distribuídos aleatoriamente são mais efetivos no aumento da resistência.

→ ***Maier & Ho (1993)***: estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Ensaios triaxiais foram executados sob carregamento estático e cíclico.

A resistência à tração do material cimentado reforçado também foi avaliada pelo método brasileiro através do ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral. A inclusão das fibras aumentou significativamente a resistência de pico da areia cimentada.

O aumento do comprimento e do teor de fibras aumentou a resistência a baixas tensões de confinamento; diminuiu a rigidez, porém, houve uma redução com o acréscimo da tensão de confinamento; aumentou a capacidade de absorção de energia; aumentou o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno; e aumentou significativamente a resistência à tração da areia cimentada. Com a adição das fibras também houve um aumento do número de ciclos e da magnitude das deformações necessárias para causar a ruptura da areia cimentada.

→ ***Silva et al. (1995)***: realizaram ensaios de compactação, de compressão não confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras (laminetes plásticos de 3,6mm de largura, 0,2 mm de espessura com 5, 10 e 20mm de comprimento) em um solo argiloso e outro arenoso.

Os autores verificaram que não houve mudanças significativas nos parâmetros de compactação quando as fibras foram adicionadas, nem problemas para compactar os solos estudados. A resistência à compressão não confinada do solo argiloso reforçado com inclusões foi sempre superior ao valor correspondente ao solo sem inclusões, independente do teor e do comprimento das inclusões.

O solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor, e várias combinações destas duas variáveis podem determinar um comportamento melhor ou pior do solo reforçado em relação ao do solo sem inclusões. Ensaios de placa também acusaram aumento da capacidade de suporte dos solos quando reforçados com os laminetes plásticos.

→ ***Ranjan & Charan (1996)***: realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente para estudar a influência das características das fibras (teor, relação L/d – comprimento/diâmetro, superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento.

→ ***Miki et al. (1996)***: investigaram a resistência à erosão do solo microreforçado, por meio de uma precipitação artificial. Os autores verificaram que a resistência à erosão aumentou consideravelmente após misturarem a areia com uma pequena quantidade de fibras (0.1 % em peso).

→ **Ulbrich (1997) e Consoli et al. (1998)**: avaliaram o efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo arenoso artificialmente cimentado e não cimentado através de ensaios de compressão não confinada, diametral e triaxiais drenados.

As Fibras de vidro e a PET por serem relativamente mais rígidas exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico, ao passo que fibras relativamente flexíveis (polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento pós pico.

Considerações semelhantes também foram feitas por Consoli *et al.* (2002) quando avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

→ **Al-Refeai & Al-Suhaibani (1998)**: investigaram o comportamento resiliente da areia reforçada com fibras de polipropileno fibriladas. O valor do módulo de resiliência aumentou com o aumento da tensão de confinamento dos corpos de prova.

A tensão axial e a tensão de confinamento tiveram efeito menor sobre o valor do módulo reversível da mistura no intervalo de percentagens de fibras de 0.2 a 0.4 %, indicando ser neste intervalo que se encontrava a percentagem ótima de fibras. Aproveitando os resultados do ensaio triaxial cíclico, os pesquisadores determinaram a deformação permanente (plástica) nos corpos de prova de areia reforçada com diferentes percentagens de fibras, no último ciclo de carga.

Aumentando a percentagem de fibras diminuiu significativamente a parcela irreversível da deformação dos corpos de prova, sendo este efeito mais acentuado no caso das fibras de maior comprimento, neste caso 50 mm.

→ **Teodoro & Bueno (1998)**: avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram avaliados diferentes teores e comprimentos de fibras através de ensaios de compressão não confinada e triaxiais não drenados. Foram executados painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetidos à variação térmica. Estes pesquisadores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que, no solo arenoso, as envoltórias tendem a ser bilineares à medida que o teor e o comprimento das fibras aumentam. O efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no entanto, evitar o fissuramento.

→ **Montardo (1999) e Montardo et al. (2002)**: avaliaram os efeitos da inclusão de fibras de polietileno tereftalato (PET) distribuídas aleatoriamente numa areia fina uniforme com adição de

cimento Portland (CORPO DE PROVA V – ARI) sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

Os autores observaram que a inclusão de fibras teve influência significativa nas propriedades mecânicas do solo cimentado, aumentando a resistência à compressão não confinada e à tração por compressão diametral, sendo este aumento mais pronunciado para maiores porcentagens de fibra.

Concluíram também que o reforço da areia cimentada com as respectivas fibras resultou na melhoria do comportamento pós-pico, com o aumento da tensão desvio última e, embora tenha reduzido sensivelmente a rigidez do solo cimentado (de forma mais acentuada para o comprimento de fibra maior), não alterou expressivamente o modo de ruptura do material. A rigidez inicial não foi afetada pela inclusão das fibras, sendo esta uma função basicamente do nível de cimentação.

→ **Specht (2000):** avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob condições de carregamento estático e dinâmico.

O autor concluiu que as fibras extensíveis (em forma de filamentos) foram mais efetivas na melhoria das características pós-ruptura do compósito aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga. Entretanto, as fibras de caráter inextensíveis (fibriladas) foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico. Estruturas de pavimento semi-rígido foram dimensionadas onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando da utilização de reforços fibrosos em forma de filamentos.

→ **Feuerharmel (2000):** o autor analisou o comportamento de uma argila caulinitica, artificialmente cimentada e não cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Comparando a influência da adição dessas fibras a dois outros solos, um arenoso e outro areno-siltoso, concluiu-se que a adição de fibras de polipropileno provocou reduções no módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo. Para misturas não cimentadas, os solos menos rígidos foram os mais afetados enquanto que as alterações na areia foram pequenas. Quanto à resistência ao cisalhamento, concluiu que o comportamento resistente dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é

comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras.

Para os solos não cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, também conclui que as fibras constituem uma estrutura entrelaçada que impõe uma resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo. Este efeito depende da adesão entre o solo e as fibras, sendo que para a areia, onde esta adesão é inferior aos demais solos, não se observa alterações significativas na variação volumétrica.

→ **Santoni et al. (2001)**: investigaram o efeito de numerosas variáveis no desempenho de amostras de areias reforçadas por fibras aleatoriamente distribuídas. Através de ensaios de compressão simples em seis diferentes areias, reforçadas com quatro tipos de fibras, com cinco comprimentos, seis diâmetros, em cinco taxas de dosagens, verificaram o significativo acréscimo da resistência não confinada das amostras reforçadas. Em termos do ganho de resistência, foram verificados o comprimento ideal de 51mm para as fibras e uma taxa de dosagem ótima situada entre 0,6 e 1,0% em relação à massa de solo seco.

Os autores, ainda, verificam a melhoria no comportamento das amostras reforçadas, tanto no ramo úmido como no ramo seco da curva de compactação, e afirmam que a inclusão de até 8% de silte, em massa, não afeta o desempenho das misturas. Para taxas de dosagem de fibras entre 0,6 e 1,0%, as amostras apresentaram comportamento de enrijecimento, caracterizado pelo aumento da resistência à compressão não confinada com correspondente aumento da deformação; para taxas inferiores a 0,6%, tal comportamento não é verificado.

→ **Falorca (2002)**: ao realizar estudo utilizando solo argiloso e uma areia microrreforçados com fibras sintéticas de 25, 50 e 100 mm com teores de 0, 0,25, 0,5 e 1 % concluiu que: a preparação das amostras de solo microrreforçado deve ser processada em três fases: seleção do teor em água adequado ao tipo de solo, mistura das fibras no solo e compactação conforme o pretendido. As fibras modificam significativamente o comportamento tensão-deformação da areia e da argila siltosa, aumentando, a resistência ao corte, a ductilidade e a dilatância de ambos os solos. Para a areia reforçada, a percentagem ótima de fibras ficou entre 0.5 % e 1 %, muito próxima de 0.5 % do peso do solo seco. Para a argila siltosa reforçada, a percentagem ótima de fibras foi de cerca de 0.25 % do peso do solo seco. Para cada tipo de solo foi necessário um estudo preliminar, a fim de determinar as características das fibras que otimizam o comportamento do solo microrreforçado. Não se encontrou diferenças significativas entre a utilização das fibras lisas e das frisadas, em termos do melhoramento das características de resistência ao corte de ambos os solos, embora a mistura seja mais difícil para este último tipo de fibras.

Aumentando o valor da tensão normal, diminuiu a contribuição das fibras para o aumento da resistência de corte, uma vez que a percentagem e o comprimento ótimos baixam. O maior aumento da resistência ao corte correspondeu aos valores mais baixos da tensão normal estudada. Há algumas evidências que indicaram que as envoltórias de rotura podem ser bilineares. O peso volúmico seco da argila siltosa atingiu o valor máximo quando se adicionou uma percentagem de fibras de cerca de 0.25 %. Não houve qualquer evidência das fibras romperem durante o corte.

→ **Donato (2003)**: estudou o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e triaxial pode-se observar que as fibras provocaram uma queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material reforçado, bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz.

→ **Consoli et al. (2004)**: realizaram um amplo estudo para avaliar o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada). A redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo acentua-se para o compósito cimentado. Por outro lado, as fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de ruptura de frágil a dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida, fato este não observado para os outros tipos de fibra estudados. Ou seja, não é possível estabelecer regras de comportamento sem o conhecimento prévio das propriedades dos materiais envolvidos.

→ **Casagrande (2005)**: realizou ensaios de prova de carga em placa com o objetivo de investigar a contribuição de fibras de polipropileno na mobilização de resistência de um solo arenoso fino, para diferentes níveis de densidade de compactação.

Os resultados mostraram que as camadas compactadas com maior densidade apresentaram características relacionadas ao mecanismo de ruptura generalizada e para as menores densidades foi observada ruptura localizada, constituída por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciaram junto às bordas da placa, com um levantamento expressivo do solo ao redor desta, após grandes deslocamentos. Foi verificado que a inclusão do reforço fibroso melhorou significativamente a resposta do solo e a variação da densidade relativa das camadas teve um forte

efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, onde o ganho de resistência era mais pronunciado quanto mais densa fosse a mistura.

→ **Bento (2006)**: estudou a melhoria do comportamento mecânico utilizando a incorporação de fibras sintéticas e de PET reciclado misturados em solo natural e em solo estabilizado com cal, por meio da tecnologia de materiais compósitos, gerando um material com características específicas. Os estudos foram realizados para fibras nos comprimentos de 0,50 cm e 1,0 cm assim como para os teores de 0,25, 0,50 e 1,00 % para o solo natural e com adição de 4,0 % de cal.

O estudo foi realizado por meio de ensaios de perda de massa por imersão, mini-CBR natural e inundado, cone adaptado, compressão simples, tração por compressão diametral e sucção. A autora observou que foram encontradas melhorias na perda de massa por imersão, onde a fibra atuou inibindo a expansão. Para a compressão simples, conferiu comportamento mais dúctil fornecendo maior tenacidade à mistura. Nos ensaios de capacidade de suporte, destacou-se a influência da cal, sendo que as fibras pouco contribuíram nesse aspecto.

→ **Donato (2007)**: estudou a distribuição de tensões em um solo arenoso reforçado com fibras de polipropileno através de ensaios de prova de carga em placa circular, com medidas diretas de tensão pelo uso de células de tensão total. Calibrações em laboratório foram realizadas para avaliar os fatores que afetam as medições de tensões em células de tensão total inseridas no solo. O Método dos Elementos Finitos foi também utilizado para simular numericamente a distribuição de tensões dentro de câmaras de calibração.

Nos ensaios de placa pode-se observar que o comportamento carga-recalque do solo arenoso é significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando os mecanismos de ruptura. As medidas de tensões mostram uma mudança na distribuição de tensões com a inclusão do reforço.

→ **Reschetti Junior (2008)**: avaliou a influência da inserção de fibras curtas, dispostas aleatoriamente, nas resistências à compressão e tração, na deformabilidade e no módulo de resiliência de um solo arenoso fino laterítico visando sua utilização na base de pavimentos. Foram estudadas fibras de vidro e de polipropileno. A primeira foi adicionada nos teores de 0,5, 1,0 e 1,5% com comprimentos de 13 e 24 mm, já para a segunda, utilizaram os teores de 0,2, 0,4 e 0,6 % com comprimentos de 12 e 30 mm.

O ensaio de compactação resultou em pouca variação da umidade ótima e leve decréscimo de massa específica máxima para as duas fibras. Para o ensaios de compressão simples, observou-se que a adição das fibras de polipropileno não influenciou na tensão de ruptura, aumentou a

deformação de ruptura e diminuiu o módulo tangente inicial e máximo. Já no caso da adição das fibras de vidro houve, redução a tensão de ruptura, aumentou a deformação de ruptura e diminuiu o módulo tangente inicial e máximo.

No caso dos ensaios de tração por compressão diametral, não houve alteração na resistência para a fibra de vidro, enquanto que para a fibra de polipropileno observou-se um ganho de resistência para os teores mais elevados da fibra. O autor concluiu que nas condições e com os materiais utilizados, o emprego de fibras não seria indicado para o reforço do solo arenoso fino laterítico destinado à base de pavimentos.

→ **Festugato (2011)**: estudou o comportamento da hidratação e da resposta cisalhante cíclica de um resíduo oriundo de mineração do ouro cimentado e reforçado com fibras (0,1 e 50 mm), por meio da realização de ensaios de retração química, medidas de rigidez ao longo da hidratação e ensaios *simple shear* monotônicos e cíclicos. O autor verificou que a inclusão de fibras às misturas não afetou o processo de hidratação das misturas do resíduo de mineração como também não afetou a evolução dos valores de rigidez inicial. Sob condições monotônicas de cisalhamento, a adição das fibras conferiu ao material cimentado e não cimentado comportamento de endurecimento. Sob condições cíclicas de deformação cisalhante controlada, as fibras não afetaram a resposta cisalhante das amostras não cimentadas e provocaram aumento dos valores da tensão cisalhante controlada após sucessivos ciclos de esforços. Sob condições cíclicas controlada, a adição de fibras às misturas não cimentadas proporcionou o aumento da resistência aos ciclos de esforços e às misturas cimentadas provocou aumento dos níveis de deformação cisalhante.

2.5 - Materiais Cimentados Microrreforçados com Fibras

Para Taylor (1994) as misturas de solo baseada em cimento Portland são uma opção natural para a aplicação de materiais fibrosos a base de fibras poliméricas, uma vez que são relativamente baratas, mas apresentam problemas relativos à ductilidade, resistência ao impacto e capacidade de absorção de energia de deformação.

Segundo Johnston (1994), as fibras em uma matriz cimentada podem, em geral, ter dois efeitos importantes. Primeiro, tendem a reforçar o compósito sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração, seja direta ou na flexão e cisalhamento, e secundo, elas melhoram a ductilidade e a tenacidade de uma matriz frágil. O autor acrescenta o efeito da orientação e distribuição da fibra na matriz: a orientação de uma fibra relativa ao plano de ruptura, ou fissura, influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas. Uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular proporciona efeito máximo.

O desempenho dos compósitos reforçados com fibras é controlado principalmente pelo teor e pelo comprimento da fibra, pelas propriedades físicas da fibra e da matriz e pela aderência entre as duas fases (HANNANT, 1994).

De acordo com Taylor (1994) os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais cimentados reforçados com fibras, são:

- a) Teor: um aumento no teor de fibras, até determinado valor, confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura.
- b) Comprimento: quanto menor for o comprimento das fibras, maior será a possibilidade delas serem extraídas da matriz. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficiente para permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão de tração igual à sua resistência à tração.
- c) Módulo de Elasticidade: um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra, mas, na prática, quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras.
- d) Aderência com a Matriz: as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito.
- e) Resistência: aumentando a resistência das fibras aumenta também a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorre o rompimento das ligações de aderência. A resistência da fibra dependerá, na prática, das características pós-fissuração desejadas, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência da matriz.
- f) Deformabilidade: a ductilidade pode ser aumentada com a utilização de fibras que apresentam alta deformação de ruptura. Isto se deve ao fato de compósitos com fibras de elevado grau de deformabilidade consumirem energia sob forma de alongamento da fibra.
- g) Compatibilidade com a Matriz: a compatibilidade química e física entre as fibras e a matriz é muito importante. Em curto prazo, as fibras que absorvem água podem causar perda excessiva de trabalhabilidade, como por exemplo, no concreto. Além disso, as fibras que absorvem água sofrem variação de volume e a aderência fibra/matriz fica comprometida. Em longo prazo, alguns tipos de fibras poliméricas não possuem estabilidade química frente à presença de álcalis, como ocorre nos

materiais a base de cimento Portland. Nestes casos, a deterioração com rápida perda das propriedades da fibra e do compósito pode ser significativa.

Além dos parâmetros citados, outro parâmetro com influência no desempenho dos materiais fibrosos cimentados é o tipo de fibra utilizada.

De acordo com Feurharmel (2000) numerosos tipos de fibras são utilizados no reforço de solos. Segundo o autor as características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua vez afetam o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação.

Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataques de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas (FESTUGATO, 2008).

Quanto ao tipo de fibras, elas podem ser classificadas em quatro classes, são elas:

- Fibras naturais (bambu, capim elefante, coco, malva, piaçava, sisal, cana-de-açúcar e linho);
- Fibras poliméricas (polipropileno, polietileno, poliéster e poliamida (kevlar));
- Fibras minerais (carbono, vidro e amianto);
- Fibras metálicas.

A justificativa da utilização do uso conjunto do cimento e das fibras de polipropileno, no presente trabalho de pesquisa, pode ser mais bem explicado no tópico a seguir.

2.6 – Materiais Compósitos

Atualmente um grande número de materiais tem sido desenvolvidos, geralmente baseados em materiais tradicionais, mas incorporando de alguma forma elementos de reforço.

Estes novos materiais são denominados compósitos. Um material compósito é a combinação de dois ou mais materiais que tem propriedades que os materiais componentes isoladamente não apresentam. Eles são, portanto, constituídos de duas fases: a matriz e o elemento de reforço e são desenvolvidos para otimizar os pontos fortes de cada uma das fases (BUDINSKI, 1996). Segundo este autor, os materiais compósitos mais importantes são combinações de polímeros e materiais cerâmicos. Sob a ótica da ciência dos materiais, os produtos baseados em cimentos Portland são considerados como materiais cerâmicos por apresentarem características típicas a este grupo de

materiais, como, por exemplo, alta rigidez, fragilidade, baixa resistência à tração e tendência de fissuração por secagem, relativamente a outros compósitos.

Os polímeros são caracterizados por terem baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e resistência à tração moderada. São extremamente versáteis e, dentro de certos limites, podem ser modificados para adaptar-se segundo necessidades específicas (TAYLOR, 1994).

As cerâmicas e os polímeros podem ser considerados como grupos apostos de materiais, uma vez que as primeiras são mais rígidas e frágeis e os segundos menos rígidos e dúcteis (TAYLOR, 1994).

Os materiais compósitos, originados da combinação das cerâmicas e dos polímeros, apresentam características mais apropriadas de resistência mecânica, rigidez, ductilidade, fragilidade, capacidade de absorção de energia de deformação e comportamento pós-fissuração, quando comparados com os elementos que lhes deram origem.

Em todas as áreas do conhecimento um grande número de novos materiais pode ser desenvolvido a partir da combinação de outros. Para tanto, é necessário que se conheça as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição e como eles podem ser combinados.

Budinski (1996) comenta que: *“nós conhecemos bastante sobre os porquês que as coisas acontecem e como fazer uma ampla variedade de materiais de engenharia. No entanto, o desenvolvimento de futuros materiais dependerá de novos conhecimentos de química e de estrutura atômica. Nós provavelmente não encontramos nenhum outro elemento químico estável; portanto deveremos ser mais criativos com o que temos”*.

2.7 – Ensaios Realizados na Presente Pesquisa

No presente tópico apresenta-se uma revisão literária sobre alguns dos ensaios a serem realizados na presente pesquisa. Em se tratando dos ensaios realizados rotineiramente nos laboratórios geotécnicos para caracterização e análise do comportamento mecânico do solo, a revisão literária não foi realizada devido ao fato de serem bastantes divulgados em nosso meio acadêmico e também serem de fácil obtenção em livros, notas de aula divulgadas na internet, apostilas, etc. Entretanto, no caso dos ensaios mais específicos a revisão literária foi necessária devido ao fato dos mesmos serem atualmente pouco realizados mesmo em instituição acadêmica e considerados, portanto, como ensaios “inovadores”.

Por meio da literatura descrita a seguir o leitor ficará mais atualizado sobre os ensaios que estão sendo desenvolvidos nos laboratórios de outras instituições de ensino existente na Europa. Será possível desenvolver pesquisas acadêmicas de excelente qualidade e inovadoras com equipamentos mais práticos, admitir soluções mais realísticas para as pesquisas em desenvolvimento e ter conhecimento sobre detalhes da realização dos ensaios evitando erros de execução.

2.7.1 – Ensaio de Compressão Não Confinada ou Compressão Simples

Na comparação entre o processo de realização de um ensaio de compressão não confinada e um ensaio triaxial, seja ele *Consolidated Drained* (CD), *Consolidated Undrained* (CU) ou ainda *Unconsolidated Undrained* (UU), existem detalhes que geralmente não se encontram nos livros de engenharia geotécnica, por exemplo:

- Velocidade de deformação: a velocidade de deformação de um ensaio de compressão simples é geralmente sempre superior ao de qualquer ensaio triaxial para materiais do tipo cimentado seja ele, CID, CIU ou UU. Quando se realiza um ensaio de compressão simples, geralmente aplica-se uma velocidade controlada de deformação igual a 1,00 mm/minuto, estabelecida pela norma NBR-12025/1990 (MB-3361).

Quanto mais resistente for o material maior será o tempo gasto para o mesmo atingir a ruptura. Entretanto, quanto mais rígido for o material menor será o tempo gasto para o mesmo atingir a ruptura. A norma ASTM-2938/1995 comenta que o ensaio de compressão simples deve demorar entre 2 a 15 minutos. Mesmo aplicando uma velocidade de deformação inferior a estabelecida na NBR-12025/1990 para satisfazer a norma ASTM-2938/1995 (foi o que Vitali (2008) realizou), ainda assim, essa velocidade de deformação será superior à velocidade de realização de um ensaio triaxial qualquer.

Justifica-se essa diferença no fato de que, durante o desenvolvimento do ensaio de compressão simples não existe necessidade da drenagem interna do maciço do corpo de prova, ou seja, não há preocupação com a possibilidade de aumento da pressão-neutra na matriz, o que influencia significativamente na resistência.

No caso dos ensaios triaxiais tipo CID existe essa preocupação, principalmente se o material em análise tiver uma granulometria muito fina, pois, quanto mais fina for a granulometria do material, menor será sua permeabilidade e, menor deve ser a velocidade de deformação aplicada para permitir que a água interna se dissipe durante o processo de ruptura.

Mesmo que o ensaio seja do tipo UU ainda assim, a velocidade de deformação deve ser inferior ao do ensaio de compressão simples, pois neste tipo de ensaio analisa-se o aumento da pressão neutra e do volume do material durante o processo de ruptura, lembrando que o ensaio do tipo UU é aplicado exclusivamente para estudo do comportamento mecânico das argilas.

No presente trabalho, durante a realização do ensaio triaxial do tipo CID – Consolidado Isotropicamente Drenado, nas condições estabelecidas do material, areia argilosa com índice médio de vazios igual a 0,34, utilizou-se a velocidade de deformação igual a 0,01 mm/minuto.

- Influência da sucção: no ensaio de compressão simples a sucção matricial ($U_a - U_w$) passa a ter a mesma função da pressão de confinamento (σ_3). Geralmente, antes de romper o corpo de prova pelo ensaio de compressão simples, realiza-se a etapa de imersão do mesmo objetivando sua saturação.

porém, o processo de saturação do corpo de prova por imersão é deficiente uma vez que a água não penetra totalmente no interior do corpo de prova devido à presença de bolhas de ar oclusas. Esse problema passa a ser mais agravado se o material for muito compactado e de granulometria fina o que dificulta ainda mais a entrada da água.

Ainda pode-se tentar um aumento da saturação do corpo de prova fazendo com que a água infiltre-se no mesmo por meio do fenômeno da capilaridade, sempre deixando o nível da água abaixo da altura do mesmo e ao observar certa estabilização da altura capilar, novamente aumenta-se o nível de água do reservatório. Porém, esses dois métodos de tentativa de saturação do corpo de prova não possui a mesma eficiência da saturação por contra-pressão, como se realiza nos ensaios triaxiais. durante a etapa de saturação do corpo de prova no ensaio triaxial, é possível ainda, medir o grau de saturação por meio do parâmetro $\bar{B}$ de Skempton.

Uma vez que o valor da sucção está diretamente relacionado ao grau de saturação, observa-se que é impossível não haver alguma influência da sucção em ensaio de compressão simples. Portanto, é fundamental medir a sucção após a realização do ensaio de compressão não confinada para analisar se a mesma está influenciando de maneira significativa na resistência. É possível que um corpo de prova de solo puro possa apresentar resistência à compressão simples superior do que o respectivo solo acrescido de certa quantidade de cimento, mesmo que ambos os corpo de provas estejam moldados com as mesmas características de índices físicos.

Embora a sucção influencie na resistência de maneira semelhante a uma pressão de confinamento, entretanto, apresentam diferenças significativas. Considere dois corpo de provas, um submetido a uma sucção matricial de $U_a - U_w = 300$ kPa, e outro submetido a uma pressão de

confinamento de $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$. Em se tratando do estado de confinamento, pode-se alegar que os mesmos estão confinados a uma mesma magnitude, porém, a diferença encontra-se fisicamente na matriz dos mesmos antes e principalmente após a tensão de ruptura.

Por exemplo, apesar de ambos os corpo de provas estarem submetidos ao mesmo estado de confinamento de 300 kPa, o corpo de prova da sucção jamais poderá admitir o estado crítico, uma vez que esta condição só é possível quando a tensão desviadora (σ_1) encontra-se estabilizada e o corpo de prova admite uma variação de volume constante ($\Delta V = \text{constante}$). O estado crítico só é possível quando o corpo de prova admite uma grande deformação, e neste caso, logo após a ruptura, o corpo de prova “confinado” pela sucção sofre uma destruição de toda a sua estrutura devido à perda da sucção proporcionada pelo afastamento dos grãos na zona pertencente à cunha de ruptura.

Outra diferença está no fato de que os grãos da matriz do corpo de prova submetido à sucção, não possui a mesma lubrificação dos grãos da matriz do corpo de prova submetido à pressão de confinamento, este último possivelmente apresentará menor atrito entre grãos.

Outra diferença existente entre os dois estados de confinamento citados, é que, com base no exposto no parágrafo anterior, também se torna impossível obter parâmetros de pós-ruptura tais como, resistência residual, ângulo de atrito a volume constante e ângulo de dilatância para corpos de prova quer estejam submetidos ao estado de confinamento por sucção.

É importante que o leitor saiba que as diferenças citadas nos dois últimos parágrafos referem-se a corpos de prova não cimentados. E também que, quando se deseja obter o estado crítico de um determinado material, deve-se utilizar um índice de vazios relativamente elevado e escolher também um ensaio do tipo CIU ao invés do CID, para favorecer inicialmente o aumento da pressão neutra e consequentemente o deslizamento entre si dos grãos do solo na estrutura da matriz.

2.7.2 – Ensaio de Tração por Compressão Diametral

O ensaio de tração por compressão diametral, também chamado de ensaio de tração indireta ou ensaio brasileiro (*Brazilian Test*), foi desenvolvido de maneira independente no Brasil e no Japão em 1943. No Brasil este ensaio foi desenvolvido pelo Professor Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro, quando da tentativa de mover a igreja de São Pedro dos Clérigos (construída em 1732 na cidade do Rio de Janeiro) para outro lugar em cima de rolos de concreto.

O ensaio é realizado por meio da aplicação de uma carga de compressão em um corpo de prova cilíndrico que se encontra entre duas peças retangulares, com dimensões em função do diâmetro do corpo de prova, localizadas de maneira opostas diametralmente.

O mecanismo do ensaio desenvolve-se da seguinte maneira: para um material elástico as condições imposta pela carga, além de causar a compressão, também produz uma tensão de tração praticamente uniforme ao longo de uma área significativa do plano diametral contendo a carga aplicada.

Devido ao fato da aplicação da carga de compressão ser tecnicamente mais fácil do que a aplicação da carga de tração, este ensaio foi considerado como "ensaio ideal" para a avaliação das propriedades de tração em materiais frágeis tais como; pedra e cimento Portland, concreto (BLAKEY & BERESFORD, 1955; THAULOW, 1957; BERENBAUM & BRODIE, 1959; FAIRHURST, 1964; JAEGER, 1967), bem como concreto betuminoso e outros materiais (LIVNEH & SHKLARSKY, 1962). Hondros (1959) demonstrou que o ensaio também proporciona um meio simples e preciso para determinação das propriedades elásticas do concreto de cimento Portland.

Pesquisas de laboratório conduzidas por Hadley *et al.*, (1970), e o fato de algumas camadas da estrutura do pavimento estarem sob tensões de tração/compressão, validou e promoveu utilização deste ensaio para avaliar as propriedades elásticas do concreto betuminoso (SCHMIDT, 1972).

Como o concreto betuminoso é utilizado na camada de revestimento de um pavimento e, esta por sua vez encontra-se exposta diretamente à ação do tráfego, sendo submetida constantemente a ciclos de carga e descarga, procedimentos apropriados do ensaio de tração por compressão diametral foram desenvolvidos e implementados rotineiramente na prática, em que as amostras são submetidas a ciclos de carga/descarga.

Os resultados destes ensaios são usados para determinar os parâmetros elásticos, tais como: módulo de Young e coeficiente de Poisson. Na literatura técnica voltada para pavimentação, o termo módulo de resiliência (MR) é tradicionalmente usado ao invés dos termos módulo de elasticidade (E) ou módulo de Young.

Quando se realiza o ensaio de tração por compressão diametral aplicando uma velocidade constante de deformação (EN-13286/2003) ou carregamentos cíclicos (ASTM D4123-82/1987 e DNER-ME 133/1994) objetivando obter parâmetros elásticos, considerando o material em análise como de comportamento elástico linear, as tensões e as deformações desenvolvidas na amostra cilíndrica podem ser obtidas a partir de uma solução elástica linear tais como as que satisfazem a lei de Hooke, conforme equações detalhadas a seguir:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{xx} - \nu \cdot (\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \text{ (Equação 2.1)}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{yy} - \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \text{ (Equação 2.2)}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{zz} - \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \text{ (Equação 2.3)}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{xy} \text{ (Equação 2.4)}$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{xz} \text{ (Equação 2.5)}$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{yz} \text{ (Equação 2.6)}$$

Onde:

- σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{zz} = são as tensões normais;
- ε_{xx} , ε_{yy} e ε_{zz} = são as deformações correspondentes às tensões normais;
- σ_{xy} , σ_{xz} e σ_{yz} = são as tensões de cisalhamento;
- ε_{xy} , ε_{xz} e ε_{yz} = são as deformações correspondentes às tensões de cisalhamento;
- E = módulo de Young ou módulo de resiliência ou ainda módulo de elasticidade;
- ν = coeficiente de Poisson.

O módulo de Young e o coeficiente de Poisson podem ser relacionados entre si constituindo outros dois parâmetros do material, como por exemplo, o coeficiente K, que consiste no módulo volumétrico que relaciona a deformação volumétrica com a pressão total, e o módulo cisalhante G, que relaciona a deformação cisalhante com a correspondente tensão de cisalhamento. As relações entre os parâmetros citados estão detalhadas a seguir:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \text{ (Equação 2.7)}$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ (Equação 2.8)}$$

A solução elástica mais frequentemente utilizada para resolver problemas de tensões e deformações, é a solução analítica desenvolvida por Hondros (1959). A solução proposta por este pesquisador se aplica a um carregamento radial por uma pressão p uniformemente distribuída atuando sobre um arco finito de comprimento total igual ao comprimento da amostra cilíndrica (ver Figura 2.10 a)).

Na interpretação do ensaio, apenas as tensões σ_{xx} e σ_{yy} localizadas no centro dos eixos x e y são usados, e são calculadas fazendo-se uso das seguintes fórmulas:

$$\sigma_{xx}(x,0) = \frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{x^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{x^4}{R^4}} - \arctan\left(\frac{1 - \frac{x^2}{R^2}}{1 + \frac{x^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right] \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$\sigma_{yy}(x,0) = -\frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{x^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{x^4}{R^4}} - \arctan\left(\frac{1 - \frac{x^2}{R^2}}{1 + \frac{x^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right] \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$\sigma_{xx}(0,y) = \frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{y^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{y^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{y^4}{R^4}} - \arctan\left(\frac{1 + \frac{y^2}{R^2}}{1 - \frac{y^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right] \quad (\text{Equação 2.11})$$

$$\sigma_{yy}(0,y) = -\frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{y^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{y^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{y^4}{R^4}} + \arctan\left(\frac{1 + \frac{y^2}{R^2}}{1 - \frac{y^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right] \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde:

- P = resultante (força) da pressão p ;
- a = largura da faixa de carga;
- L = comprimento do cilindro;
- R = raio do cilindro;
- $2k = 2\alpha$ = ângulo ilustrado na Figura 2.10 a);

OBS: as tensões de compressão são consideradas como negativas.

Nota-se que as expressões desenvolvidas anteriormente são independentes do módulo Young e do coeficiente de Poisson, assim como fato do cilindro estar no estado plano de tensão ou estar na condição de deformação plana (DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996).

Observa-se também que, como os eixos centrais x e y são os eixos da tensão principal, portanto, não existem tensões de cisalhamento ao longo dos respectivos eixos, ou seja, $\sigma_{xy}(0, x) = \sigma_{xy}(0, y) = 0$.

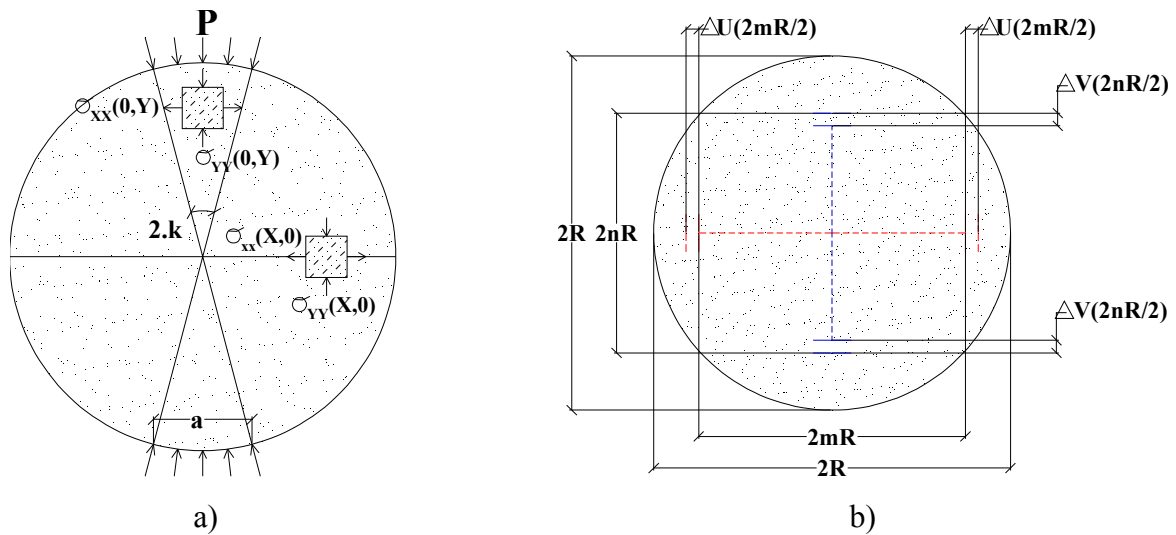


Figura 2.10 – Compressão Diametral: a) Detalhes das definições e b) Detalhes dos setores de deformação (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996)

Por meio da Figura 2.11 ilustram-se as distribuições das tensões normalizadas pela fórmula $\pi.R.L/P$ para um valor da largura do retângulo de carregamento $a/2R = 1/8$. Ao longo do diâmetro horizontal – x , desenvolvem tensões de tração na direção horizontal e de compressão na direção vertical. Ao longo do diâmetro vertical – y , a tensão na direção vertical é de compressão enquanto a tensão no diâmetro horizontal modifica-se para uma tensão quase constante no centro da região de compressão máxima, próximo do carregamento de ruptura (em confronto com as tensões, as deformações ao longo dos eixos x e y dependem se o cilindro está no estado plano de tensão (cilindro curto) ou no plano de deformação (cilindro longo). Na prática, os cilindros utilizados são curtos, e as tensões são calculadas por:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_{xx} - \nu \cdot \sigma_{yy}) \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_{yy} - \nu \cdot \sigma_{xx}) \quad (\text{Equação 2.14})$$

Com base nas equações detalhadas, verifica-se que as deformações não dependem apenas das tensões, mas também dos valores do módulo de Young e do coeficiente de Poisson.

A base para a avaliação dos parâmetros elásticos (módulo de Young e coeficiente de Poisson) são as equações detalhadas anteriormente.

Em princípio, qualquer ponto ao longo dos eixos x e y eixos podem ser selecionados para determinar o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson se as deformações ε_{xx} e ε_{yy} correspondente à força P forem medidas neste ponto.

Contudo, os parâmetros elásticos avaliados seguindo este modelo de cálculo podem não ser representativos, como por exemplo, para o concreto betuminoso onde as deformações variam de maneira heterogênea em toda a amostra devido ao agregado, o asfalto e os espaços vazios, pois cada elemento deste admite uma característica de deformabilidade diferente (dureza).

Uma abordagem mais apropriadamente representativa seria medir as deformações ε_{xx} e ε_{yy} em diversos pontos, e em seguida calcular os parâmetros elásticos médios.

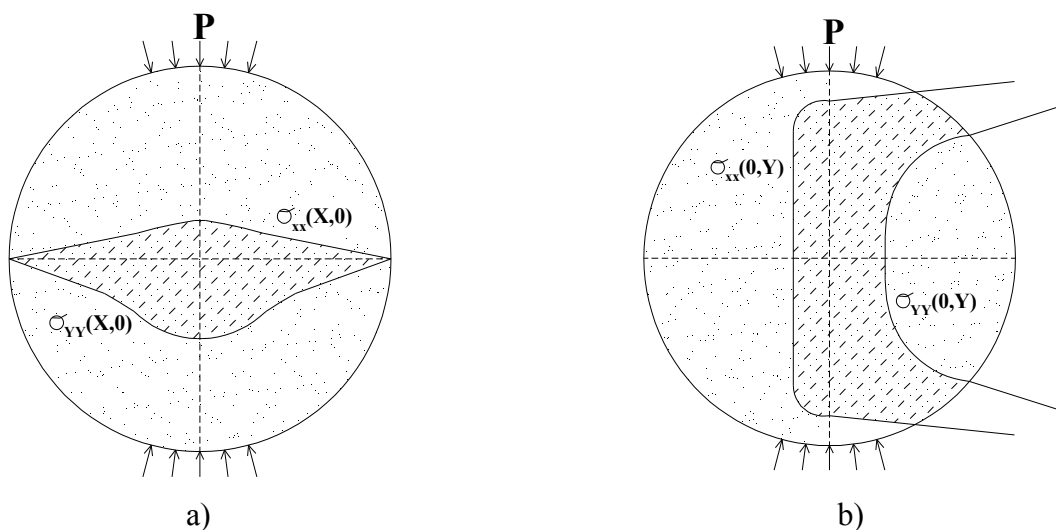


Figura 2.11 – Detalhes da distribuição de Tensões: a) Ao longo do diâmetro horizontal e b) Ao longo do diâmetro vertical (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996)

Uma alternativa, preferível do ponto de vista experimental, consiste em não medir as tensões locais, mas, a deformação do comprimento em dois pontos centrais localizados ao longo dos eixos x e y (ver Figura 2.10 b)).

Sendo assim, um setor ao longo do diâmetro horizontal - x de comprimento igual a $2.m.R$, e ao longo do diâmetro vertical - y de comprimento igual a $2.n.R$ devem ser considerados, em que R é o raio da amostra, e m e n são números que variam entre 0 e 1, e quando $m = n = 0$ o setor possui

comprimento nulo (centro), e, quando $m = n = 1$ os setores admitem valor igual ao diâmetro do cilindro. Então, a deformação no comprimento do diâmetro horizontal, ΔU , e do diâmetro vertical, ΔV , podem ser expressos pelas seguintes equações:

$$\Delta U = \int_{-mR}^{mR} \epsilon_{xx}(x,0)dx \text{ e } \Delta V = \int_{-nR}^{nR} \epsilon_{yy}(0,y)dy \text{ (Equação 2.15)}$$

OBS: as deformações ΔU e ΔV são positivas quando ocorre aumento de comprimento.

Com base nas equações acima, pode-se obter as seguintes expressões:

$$I_1 = \frac{L}{P} \int_{-mR}^{mR} \sigma_{xx}(x,0)dx \text{ (Equação 2.16)}$$

$$I_2 = \frac{L}{P} \int_{-mR}^{mR} \sigma_{yy}(x,0)dx \text{ (Equação 2.17)}$$

$$I_3 = \frac{L}{P} \int_{-nR}^{nR} \sigma_{xx}(0,y)dy \text{ (Equação 2.18)}$$

$$I_4 = \frac{L}{P} \int_{-nR}^{nR} \sigma_{yy}(0,y)dy \text{ (Equação 2.19)}$$

Sendo assim, pode-se desenvolver as seguintes equações para deformações:

$$\Delta U = \frac{P}{E.L} \cdot (I_1 - \nu \cdot I_2) \text{ (Equação 2.20)}$$

$$\Delta V = \frac{P}{E.L} \cdot (I_4 - \nu \cdot I_3) \text{ (Equação 2.21)}$$

Realizando uma formulação entre as equações descritas anteriormente, pode-se determinar os parâmetros elásticos utilizando as seguintes equações:

$$E = \frac{I_1 - \nu \cdot I_2}{\Delta U} \cdot \frac{P}{L} = \frac{I_4 - \nu \cdot I_3}{\Delta V} \cdot \frac{P}{L} = \frac{I_1 \cdot I_3 - I_2 \cdot I_4}{I_3 \cdot \Delta U - I_2 \cdot \Delta V} \cdot \frac{P}{L} \text{ (Equação 2.22)}$$

$$\nu = \frac{I_1 \cdot \Delta U - I_4 \cdot \Delta V}{I_3 \cdot \Delta U - I_2 \cdot \Delta V} \text{ (Equação 2.23)}$$

A variação da dimensão horizontal ΔU e da dimensão vertical ΔV devem ser medidas durante o ensaio. Verifica-se que para um determinado R , a , m , e n , os coeficientes I_1 , I_2 , I_3 , e I_4 são constantes, como detalhados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Detalhes dos valores das constantes I (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996)

m, n	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄
a/(2.R) = 1/8				
0,25	0,144357	-0,450802	0,155789	-0,488592
0,50	0,233936	-0,780056	0,307445	-1,069463
0,75	0,265925	-0,952670	0,430875	-1,934486
1,00	0,269895	-1,000000	-0,062745	-3,587913
a/(2.R) = 1/12				
0,25	0,145731	-0,451662	0,157661	-0,490068
0,50	0,235798	-0,780761	0,313458	-1,075558
0,75	0,267801	-0,952866	0,455791	-1,969691
1,00	0,271760	-1,000000	-0,041736	-4,085948
a/(2.R) = 1/100				
0,25	0,146809	-0,452380	0,159133	-0,491231
0,50	0,237250	-0,781312	0,318240	-1,080415
0,75	0,269267	-0,953019	0,477140	-1,999690
1,00	0,273218	-1,000000	-0,004996	-6,750997
a/(2.R) = 1/500				
0,25	0,146824	-0,452347	0,159154	-0,491248
0,50	0,237270	-0,781320	0,318307	-1,080480
0,75	0,269288	-0,953021	0,477452	-2,000130
1,00	0,273239	-1,000000	-0,001000	-8,796230

A precisão na determinação dos parâmetros elásticos a partir das equações detalhadas anteriormente depende de diversos fatores. Em primeiro lugar, a resposta do material pode não ser puramente elástica ou, mesmo quando elástico, pode ser não linear. Uma resposta elástica não linear significa que, mesmo que as deformações sejam totalmente recuperáveis e independentes do tempo, elas são funções não lineares das tensões. Tensões-dependentes não lineares aumentam com o aumento da magnitude das tensões, e isto pode realizar-se na proximidade da peça retangular de carregamento (centro da amostra), onde as tensões são elevadas.

OBS: em se tratando de concreto asfáltico, a peça não é retangular, é em forma de arco de círculo e fabricada em aço.

Outro fator que pode também influenciar nos valores dos parâmetros elásticos pode ser um contato imperfeito entre a peça retangular de carregamento e a superfície cilíndrica da amostra, isto é, diferença na largura da peça retangular que por sua vez afeta a área de aplicação de carga.

Por fim, a distribuição da pressão radial ao longo da interface de contato pode não ser uniforme, ou acompanhada por tensões de corte, o que não é incorporado na solução. Na verdade, a amostra cilíndrica é carregada por uma peça retangular que pode sofrer deformações, em vez de rígidos indutores de pressão uniforme.

Todas estas fontes de erros apontam para a área de contacto da peça retangular de carregamento, e da sua proximidade, tal como a região em que os desvios em relação às soluções teóricas são mais susceptíveis de ocorrer.

Dessa maneira, confiar nas leituras das medições de variação do conjunto como um todo e do comprimento vertical do diâmetro da amostra é questionável, e pode levar a erros inevitáveis quando se tenta avaliar os parâmetros elásticos do material em análise.

Em particular, os valores irreais obtidos para coeficiente de Poisson, que são muitas vezes relatados, pode ser uma prova indireta desse problema na medição. A realização de medições durante o deslocamento em uma pequena região, com localização central no diâmetro vertical, por outro lado, pode ser visto como uma opção corretiva viável, e esta encontra-se analisada a seguir com mais detalhe.

O ponto inicial consiste na observação de que a distância a partir da peça retangular de carregamento (frisos de madeira), as tensões horizontais e verticais ao longo do diâmetro vertical - y são relativamente pequenas e quase constante.

Os cálculos que utilizam proporções diferentes de $a/2R$ mostram que a largura da zona de carga tem pouco efeito sobre essas tensões. Isto encontra-se detalhado nas Figuras 2.12 a) e b), por três razões de $a/2R$ iguais a $1/8$, $1/12$ e $1/500$. Para avaliar a influência da não uniformidade da pressão de contato, as soluções apresentadas foram utilizadas em conjunção com o princípio da sobreposição, em que permite construir a solução por meio de uma soma de duas ou mais soluções anteriores.

No caso de aplicação da carga por meio de um bloco rígido, as tensões mais altas são esperadas nas extremidades mais do que no centro. Por meio da Figura 2.12 c) e d) ilustram-se as resultantes horizontal e vertical das tensões normalizadas ao longo dos eixos x e y, que corresponde à mesma força total P com distribuições diferentes da pressão de contato caracterizados pela relação p_a/p_o . Tal como no caso da largura carregada, o efeito da pressão não uniforme é pouco perceptível na parte central da amostra.

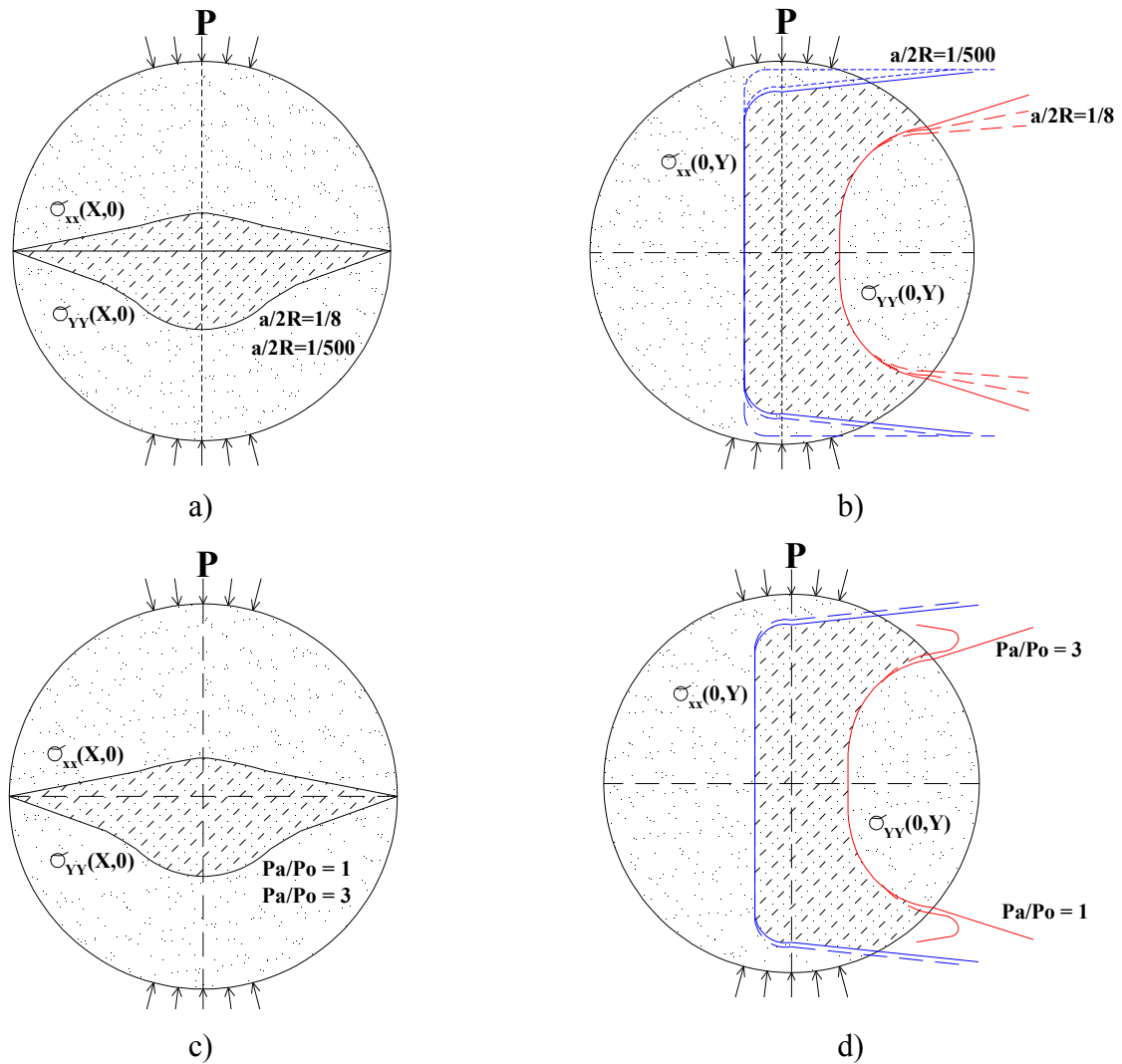


Figura 2.12 – Influência do carregamento para: a) Tensões ao longo do diâmetro horizontal, b) Tensões ao longo do diâmetro vertical; Influência da distribuição de pressão para: c) Tensões ao longo do diâmetro horizontal e d) Tensões ao longo do diâmetro vertical (Fonte: DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996)

Este resultado está de acordo com uma solução numérica, utilizando o método dos elementos finitos apresentado pela Vinson (1989), que também incorporou a presença da tensão de cisalhamento no contato.

Por meio da Figura 2.10 ilustram-se a medição da variação do comprimento em uma região vertical central curta, menor do que o diâmetro, pode efetivamente aliviar as imprecisões mencionados anteriormente, e esta verificação é relatada nos trabalhos desenvolvidos por Sousa *et.al.* (1991), e Lytton *et.al.* (1993). As expressões para calcular o módulo de Young e o coeficiente de Poisson são as equações com os valores apropriados de I_1 , I_2 , I_3 , e I_4 .

Na norma ASTM D4123-82 (1987), e no Protocolo SHRP P07 (1993), o módulo de Young (E) (também conhecido como módulo elástico ou resiliente MR), e o coeficiente de Poisson ν , são calculadas a partir das seguintes expressões:

$$E = \frac{0,27 + \nu}{\Delta U} \cdot \frac{P}{L} \quad (\text{Equação 2.24})$$

$$\nu = -3,59 \cdot \frac{\Delta U}{\Delta V} - 0,27 \quad (\text{Equação 2.25})$$

Onde, ΔU corresponde à variação da dimensão horizontal do diâmetro, ΔV é a variação da dimensão vertical do diâmetro, ambos para $m = n = 1$. A equação do módulo de elasticidade detalhada corresponde à condição $a/2.R = 1/8$. A equação do coeficiente de Poisson pode ser simplificada para a seguinte equação a seguir:

$$\nu = \frac{-3,59.\Delta U - 0,27.\Delta V}{0,063.\Delta U + \Delta V} \quad (\text{Equação 2.26})$$

2.7.3 – Ensaio Triaxial Cíclico

Um pavimento seja ele rodoviário, aeroportuário ou ferroviário deve ser dimensionado de modo que sob ação das cargas a qual estará submetido, apenas esteja sujeito a deformações resilientes, ou seja, deformação reversíveis ou elásticas. As deformações plásticas ou irreversíveis, não devem ser admitidas ou se forem devem surgir em pequenas parcelas de deformação permanente. Isso implica que, para cada material, a máxima carga associada ao comportamento resiliente seja conhecida. Sendo assim, faz-se necessário no presente capítulo um sucinto conhecimento dos parâmetros que tem influência no desempenho de um pavimento durante o seu tempo de vida útil.

→ Esforços que se Desenvolvem nas Camadas do Pavimento Rodoviário

As tensões que se desenvolvem nas camadas de um pavimento quando ocorre a passagem da roda de um veículo são bastante diferentes da tensão desenvolvida por uma fundação superficial. Uma fundação superficial, por se tratar de uma infraestrutura fixa, ou seja, imóvel, desenvolve uma tensão de magnitude constante em relação a um determinado ponto fixo do subsolo no qual encontra-se assente. Sendo assim, não existe mudança de magnitude das tensões que se encontram próximo à fundação, ou seja, não ocorre variação das tensões principais.

Entretanto, no caso dos pavimentos o estado de tensão é oscilatório e com magnitudes diferentes variando ao longo do tempo. Quando ocorre a passagem de rodas sobre o pavimento,

estas por sua vez transmitem às camadas que compõem o pavimento, assim como para a fundação do mesmo (subleito), movimentos de cargas que desenvolvem um complexo conjunto de esforços vertical, horizontal e cisalhantes desenvolvidos pela rotação do plano onde atua as tensões principais. Observa-se na Figura 2.13 que, as tensões principais apenas atuam verticalmente e horizontalmente quando a tensão de corte é nula, isto é, exatamente abaixo do centro da roda que desenvolve a pressão.

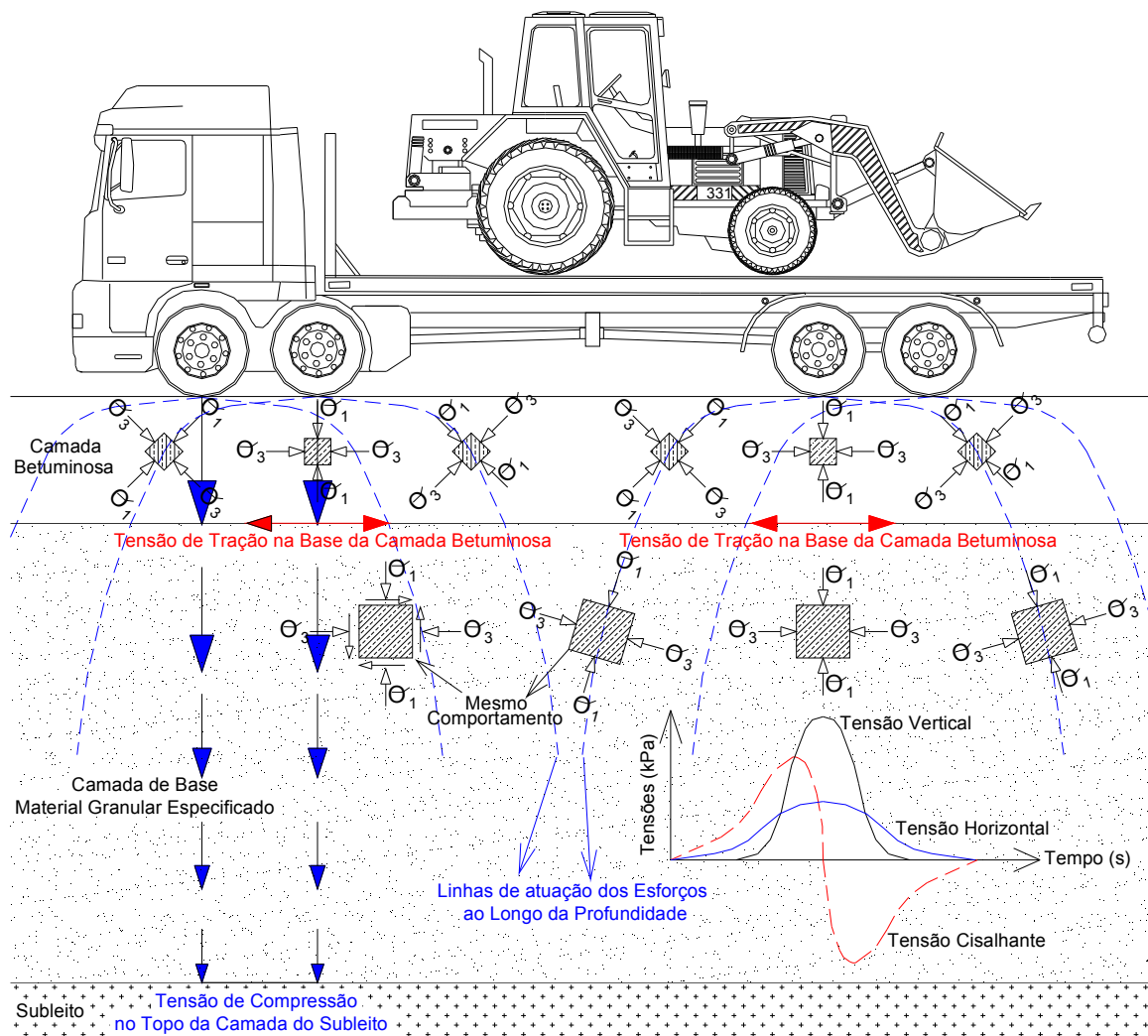


Figura 2.13 - Detalhe da rotação do plano das tensões principais em função do movimento da carga de roda

Esta rotação pode provocar o aumento das taxas de deformação distorcional e volumétrica durante o carregamento cíclico, quando comparadas com as que ocorrem quando o carregamento se dá sem rotação de tensões (WRONG *et al.*, 1986; SAYÃO & VAID, 1989). Essa variação do estado de tensão desenvolve-se tanto no pavimento rodoviário quanto nos pavimentos aeroportuários e ferroviários.

→ Tipos de Ensaios Utilizados para Tentar Simular os Esforços Desenvolvidos pela Passagem das Rodas

Atualmente, segundo Rocha e Silva (2011), o equipamento mais representativo das condições *in situ* da passagem de uma carga de roda é o equipamento de cilindro vazado (HCA - *Hollow Cylinder Apparatus*) que, ao contrário do aparelho triaxial convencional, permite o desenvolvimento e controle de tensões normais e de cisalhamento.

De acordo com Rocha e Silva (2011) os pesquisadores Grabe & Clayton (2009) verificaram que a deformação axial permanente desenvolvida sem o efeito de rotação do plano das tensões principais, como é o caso do ensaio triaxial cíclico sem variação da tensão confinante, pode admitir valores inferiores quando comparados com os resultados do ensaio HCA considerando a rotação de tensões principais.

Segundo os pesquisadores, a razão entre a taxa de aumento da deformação permanente pelo logaritmo dos ciclos de carregamento considerando a rotação do plano principal dividida pela taxa correspondente sem a rotação do plano principal, para o mesmo material, pode estar entre 1,5 e 3,8, ou mesmo valores superiores dependendo da quantidade de argila. Rocha e Silva (2011) comenta que a quantidade de argila presente na mistura parece ter um efeito significativo, pois quando o teor da mesma foi reduzido na mistura, a deformação permanente, resultante da rotação do plano principal, aumentou de valor.

Apesar de contribuir para uma representatividade maior das condições encontradas *in situ*, o ensaio com cilindro vazado é pouco utilizado na prática laboratorial quando se trata de estudos voltados para análise do comportamento mecânico de materiais a serem aplicados em camadas de pavimentos.

Atualmente, o ensaio que mais se realiza nos materiais com o objetivo de obter parâmetros para dimensionar pavimentos, seja ele rodoviário, aeroportuário ou ferroviário, é o ensaio triaxial cíclico.

O ensaio triaxial cíclico também conhecido como ensaio triaxial de cargas repetidas foi introduzido nos estudos da pavimentação pelo Prof. H. Bolton Seed na década de 1950 na Universidade da Califórnia, Berkeley, quando da investigação da deformabilidade do solo do subleito da pista experimental da AASHTO (*pesquisa de grande vulto no estado de Illinois, a 130 km a sudoeste de Chicago, no fim da década de 1950; tráfego controlado de caminhões em seis circuitos fechados; experimento fatorial do efeito das cargas sobre diferentes estruturas de pavimentos. O subleito uniforme, solo A-6, de CBR de 2 a 4 %, revelou-se muito resiliente*). Seed &

Fead (1959) fizeram uma adaptação para um aparelho pneumático dinâmico do equipamento triaxial estático então existente (MEDINA & MOTTA, 2005).

O ensaio triaxial cíclico com tensão confinante constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) é o ensaio mais utilizado até o momento para obter o parâmetro denominado módulo de resiliência (MR), que é o parâmetro fundamental a ser utilizado no dimensionamento de pavimentos pelo método mecanístico. Porém, o ensaio triaxial cíclico com tensão confinante variável ($\sigma_3 = \text{variável}$), é mais representativo do que com tensão confinante constante, uma vez que o mesmo tende a simular de maneira mais realística a variação do estado de tensão que ocorre no campo quando da passagem de um veículo sobre o pavimento.

No caso do ensaio com cargas repetidas, porém com $\sigma_3 = \text{constante}$, não podendo este ensaio simular a rotação de tensões, as tensões aplicadas durante o ensaio são apenas representativas daquelas que se observam no solo que está diretamente abaixo da roda do veículo.

→ Parâmetros Obtidos Após a Realização do Ensaio Triaxial Cíclico

a) Definição do Módulo de Resiliência

A resposta de um determinado tipo de material submetido ao carregamento cíclico é normalmente analisada em termos dos comportamentos reversível (elástico) e irreversível (plástico). Por se tratarem de materiais que não admitem comportamento do tipo elástico linear, os materiais de pavimentação quando submetidos a um carregamento cíclico, principalmente os materiais granulares, sofrem uma deformação total composta pela soma de outras duas (02) deformações, a deformação elástica, resiliente ou reversível e a deformação plástica ou irreversível.

$$\varepsilon_{\text{Total}} = \varepsilon_{\text{Resiliente (Elástica)}} + \varepsilon_{\text{Permanente (Plástica)}} \quad (\text{Equação 2.27})$$

Quando o corpo de prova é descarregado e recarregado até ao nível de tensão atingido anteriormente, ocorrerá essencialmente uma deformação elástica e uma pequena deformação plástica adicional. Com o aumento do número de aplicações de carga, normalmente, a deformação reversível torna-se cada vez menor até estabilizar, enquanto a deformação irreversível torna-se cada vez maior (ver Figura 2.14).

O valor do módulo de resiliência, que é o principal parâmetro a ser adquirido por meio do ensaio triaxial cíclico, pode ser obtido por meio de duas formulações. A primeira fórmula é utilizada quando a tensão de confinamento é constante ($\sigma_{\text{Confinante}} = \text{cte}$), que neste caso, é o modelo mais rotineiramente utilizado nos laboratórios e, portanto, mais simples. Neste caso o módulo

resiliente é obtido dividindo-se a tensão desvio aplicada pela respectiva deformação reversível, conforme equação a seguir.

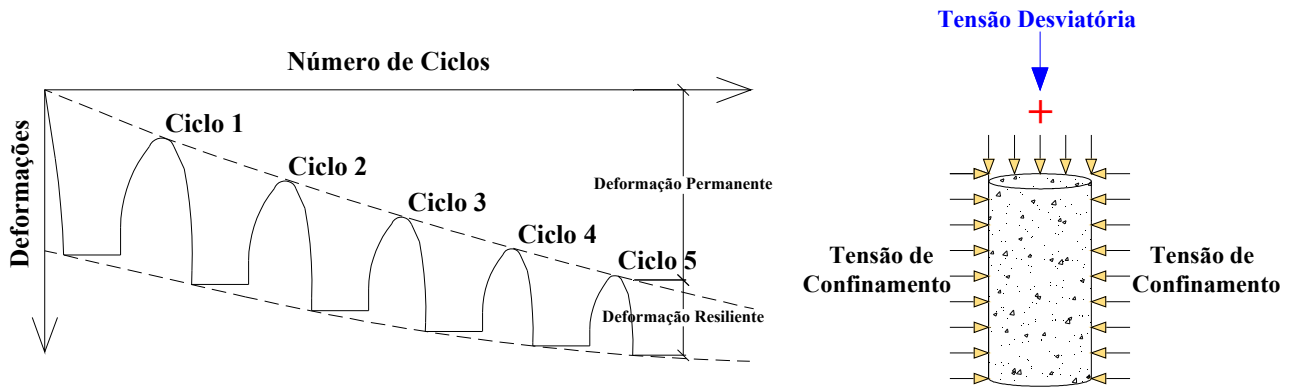


Figura 2.14 – Comportamento das deformações reversível e irreversível ao longo dos ciclos de carga e descarga do ensaio triaxial cíclico

Também para este modelo pode-se determinar o coeficiente de Poisson, cujo conhecimento é necessário nas análises de sistemas de camadas elásticas.

$$MR = \frac{\sigma_{\text{Desvio}}}{\epsilon_{\text{Resiliente (Elástica)}}} \quad (\text{Equação 2.28})$$

$$\mu = \frac{\epsilon_{\text{Radial (Elástica)}}}{\epsilon_{\text{Vertical (Elástica)}}} = \frac{\epsilon_{\text{Horizontal (Elástica)}}}{\epsilon_{\text{Vertical (Elástica)}}} \quad (\text{Equação 2.29})$$

Tendo em vista que na atualidade não é típica a realização de ensaios para medição do coeficiente de Poisson, é importante reconhecer que muitos materiais apresentam comportamento tixotrópico, com esse parâmetro apresentando dependência até mesmo da velocidade de aplicação das cargas (BALBO, 2007).

Quando a tensão de confinamento é oscilante, neste caso, as equações desenvolvidas para cálculo do módulo resiliente assim como para o coeficiente de Poisson admite os seguintes modelos.

$$MR = \frac{(\sigma_{\text{Desvio}} - \sigma_{\text{Confinante}}) \cdot (\sigma_{\text{Desvio}} + 2 \cdot \sigma_{\text{Confinante}})}{(\sigma_{\text{Desvio}} + \sigma_{\text{Confinante}}) \cdot \epsilon_{\text{Vertical}} - 2 \cdot \sigma_{\text{Confinante}} \cdot \epsilon_{\text{Radial}}} \quad (\text{Equação 2.30})$$

$$\mu = \frac{\sigma_{\text{Desvio}} \cdot \epsilon_{\text{Radial}} - \sigma_{\text{Confinante}} \cdot \epsilon_{\text{Vertical}}}{2 \cdot \sigma_{\text{Confinante}} \cdot \epsilon_{\text{Radial}} - (\sigma_{\text{Desvio}} + \sigma_{\text{Confinante}}) \cdot \epsilon_{\text{Vertical}}} \quad (\text{Equação 2.31})$$

O módulo resiliente pode ser determinado através do declive da reta definida pelo ponto do vértice da histerese associado ao ciclo com maior valor de tensão e pelo de menor valor, como se pode ver ilustrado na Figura 2.15.

O valor deste parâmetro é estimado quando se observar um comportamento estabilizado do mesmo independente do número de ciclos aplicados, ou seja, depois da aplicação de alguns ciclos a deformação permanente estabiliza-se ou reduz significativamente e a deformação resiliente passar a apresentar valores aproximadamente constantes.

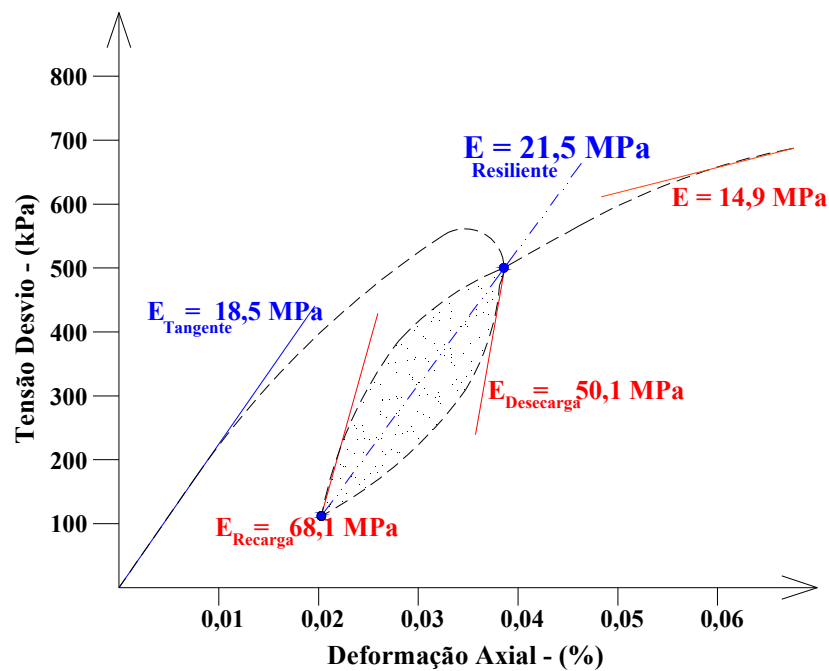


Figura 2.15 – Determinação do módulo resiliente

Na norma ASTM (1996a) se a diferença entre dois picos consecutivos de ciclo de carga e descarga apresentar valor menor igual à $\Delta P \leq 0,00254$ milímetros, o valor do módulo resiliente é considerado válido.

Se alguma deformação permanente ainda estiver presente, o módulo de resiliência deve ser determinado na parte da curva de descarga, conforme detalhes de cálculo contido na Figura 2.16 (ROCHA e SILVA, 2011).

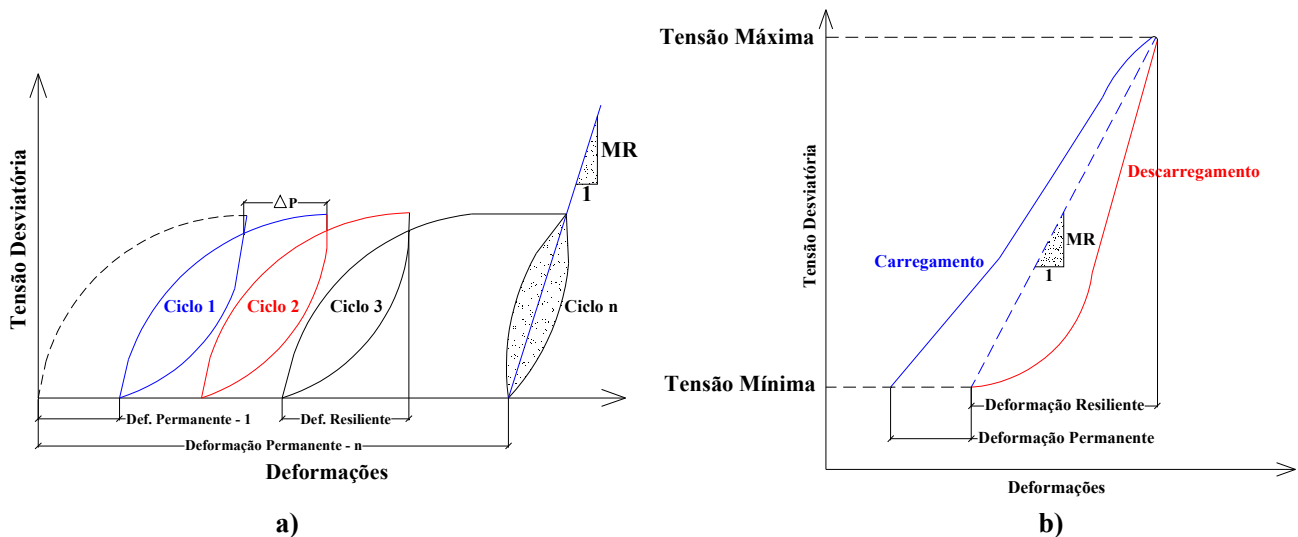


Figura 2.16 – a) Comportamento típico da relação tensão-deformação de um carregamento cíclico e b) Definição do módulo resiliente (Fonte: KONRAD & NGUYEN, 2006 citado por ROCHA e SILVA, 2011)

- Formulações Desenvolvidas para Estimar o Valor do Módulo Resiliente

Muitos estudos, desde meados da década de 1980, têm sido realizados no Brasil, tanto em diversos laboratórios de pesquisa como em campo, para a determinação dos módulos de resiliência típicos de materiais de pavimentação empregados no País. A seguir serão apresentadas formulações que servem para estimar o valor do módulo de resiliência em função do tipo de material e do estado de tensão aplicado:

Brita Graduada Simples (BGS)

O comportamento resiliente da BGS é tipicamente linear e crescente com o incremento da tensão de confinamento na amostra. A AASHTO (1993) descreve modelos de comportamento de materiais granulares, entre os quais se enquadraria a BGS, para bases e sub-bases de pavimentos, conforme as expressões abaixo indicadas, em função do primeiro invariante de tensões, $\theta = \sigma_{\text{Desvio}} + 2 \cdot \sigma_{\text{Confinante}}$, quando o ensaio é triaxial (BALBO, 2007):

→ Para condição de umidade normal: $MR = 5400 \cdot \theta^{0,6}$;

→ Para condição saturada: $MR = 4600 \cdot \theta^{0,6}$, sendo o MR e as tensões dadas em lb/pl²

De acordo com Balbo (2007) no Brasil, para agregados de natureza granítica, no caso BGS, compactados na energia intermediária, entre outros exemplos, foi obtida a seguinte relação (ITA, 1985):

$$MR = 6900.\sigma_{\text{Confinante}}^{0,7}, \text{ sendo o MR e as tensões dadas em kgf/cm}^2 \text{ (Equação 2.32)}$$

Solos Finos Lateríticos e Não Lateríticos

Cardoso (1987), por meio de ensaio de CBR e ensaios triaxiais dinâmicos com determinação de módulos de resiliência, estimou o módulo resiliente de solos argilosos finos lateríticos por meio de outros parâmetros, que foram o CBR (%), o primeiro invariante de tensões e a tensão de aplicação vertical (em libras por polegada quadrada). O resultado dos estudos foi:

$$MR = \frac{179,0412.(CBR^{1,08744}).(\sigma_{\text{Desvio}} + 2.\sigma_{\text{Confinante}})}{\sigma_{\text{Desvio}}^{1,18598}} (\text{lb/pol}^2) \text{ (Equação 2.33)}$$

Preussler (1983) também estabeleceu uma correlação entre o valor do módulo resiliente e o CBR do solo, para o caso de solos finos tropicais argilosos, para nível de tensão-desvio de 0,2 MPa, para umidade no ponto ótimo ou pouco acima, após saturação resultante de imersão por quatro dias do corpo de prova. O modelo resultou:

$$MR = 32,6 + 6,7.CBR \text{ (MPa)} \text{ (Equação 2.34)}$$

Solo Melhorado com Cimento

Larsen (1967) estudou várias misturas de solo melhorado com cimento com solos predominantemente A-7-5 e A-7-6, tendo encontrado, para teores de 3,3 % e 4,7 % em peso de cimento valores de resistência à compressão e de módulo de resiliência, respectivamente, de 2,4 MPa e 4,9 MPa e de 930 MPa e 1.200 MPa. O valor do módulo resiliente do material pode ser estimado em função do consumo de cimento em peso (C), kg/m³, conforme proposto por Larsen (1967), empregando-se a expressão:

$$MR = 140,62.C^{1,85} \text{ (MPa)} \text{ (Equação 2.35)}$$

Outros pesquisadores também tem estudado o desenvolvimento de formulações com o objetivo de determinar o comportamento do módulo resiliente dos materiais em função de parâmetros tais como: pressão confinante (σ_3), tensão média (p') e desviatória (q), tensão octaédrica de cisalhamento ($\tau_{\text{Octaédrica}}$), tensão média de referencia (P_0) e tensão volumétrica (θ). Os autores com suas respectivas formulações encontram-se detalhadas na Tabela 2.13 a seguir.

Tabela 2.13 – Modelos existentes para prever o valor do módulo resiliente dos materiais granulares não cimentados (Fonte: KONRAD & NGUYEN, 2006 Citado por ROCHA e SILVA, 2011)

Pesquisadores:	Modelos Desenvolvidos:
1) Dunlap (1963); Monismith <i>et al.</i> (1967)	$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$
2) Brown & Pell (1967); Seed <i>et al.</i> (1967)	$M_R = K_3 \cdot \sigma_3^{K_4}$
3) Uzan (1985)	$M_R = K_5 \cdot P_0 \cdot \left(\frac{\theta}{P_0} \right)^{K_6} \cdot \left(\frac{q}{P_0} \right)^{K_7}$
4) Johnson <i>et al.</i> (1986)	$M_R = K_{18} \cdot \left(\frac{J_2}{\tau_{\text{Octaédrica}}} \right)^{K_{19}}$
5) Witczak & Uzan (1988)	$M_R = K_S \cdot P_0 \cdot \left(\frac{\theta}{P_0} \right)^{K_9} \cdot \left(\frac{\tau_{\text{Octaédrica}}}{P_0} \right)^{K_{10}}$
6) Tam & Brown (1988)	$M_R = K_{16} \cdot \left(\frac{p'}{q} \right)^{K_{17}}$
7) Itani (1990)	$M_R = K_{20} \cdot p^{K_{21}} \cdot q^{K_{22}} \cdot \sigma_3^{K_{23}}$
8) Pezo & Hudson (1994); Garg & Thompson (1997)	$M_R = K_{24} \cdot q^{K_{25}} \cdot \sigma_3^{K_{26}}$
9) Andrei (1999)	$M_R = K_{11} \cdot P_0 \cdot \left(\frac{\theta - 3 \cdot K_{14}}{P_0} \right)^{K_{12}} \cdot \left(\frac{\tau_{\text{Octaédrica}}}{P_0} + K_{15} \right)^{K_{13}}$

OBS: K corresponde aos parâmetros experimentais do material para cada tipo de modelo proposto. A questão dos modelos está intimamente ligada aos programas de análise de tensões.

- Fatores que Influenciam o Comportamento do Módulo Resiliente

A seguir descrevem-se estudos desenvolvidos por pesquisadores de fatores que influenciam no comportamento do módulo resiliente. Estas deduções foram todas retiradas do trabalho de Fortunato (2005).

- Alguns investigadores concluíram que para um determinado estado de tensão o módulo resiliente aumenta quando as partículas são mais angulosas. Contudo, outros autores concluíram o contrário.
- Materiais com partículas alongadas apresentam valores de módulo resiliente inferiores aos constituídos por partículas de forma cúbica.
- O aumento da rugosidade das partículas provoca um aumento no módulo resiliente.
- Os materiais com partículas de maior dureza apresentam módulos resilientes mais elevados.
- O aumento da dimensão máxima das partículas conduz a um aumento do módulo resiliente.

f) Em geral, o módulo resiliente aumenta com a compacidade das amostras. No entanto, outros autores mostraram que a variação da compacidade inicial da amostra não tem efeito significativo no valor do módulo reversível.

g) O coeficiente de Poisson é pouco influenciado pela compacidade, podendo, no entanto, aquele coeficiente diminuir com o aumento desta.

h) Em materiais granulares o aumento do teor em água, em geral, conduz a uma diminuição do valor do módulo resiliente. Este fenômeno tem sido observado por diversos investigadores.

i) Depois de ensaiar materiais com granulometria de seixos e outros com granulometria de blocos, Allen (1973) concluiu que o módulo resiliente destes últimos era ligeiramente superior.

j) A diminuição do módulo resiliente em materiais bem graduados, quando a percentagem de finos ($< 0,074$ mm) aumentou acima de valores da ordem de 8%.

b) Definição de Deformação Permanente

Pode-se definir a deformação permanente como um tipo de deslocamento irreversível sofrido por um material quando o mesmo encontra-se submetido por um carregamento durante ciclos de carga e descarga.

Por meio da Figura 2.16 a), ilustrada anteriormente, observa-se um resultado típico de um ensaio triaxial com cargas repetidas, onde no eixo das abscissas encontra-se a deformação sofrida pelo corpo de prova ao longo de vários ciclos de carga e descarga e, no eixo das ordenadas encontra-se a tensão desvio aplicada durante o ensaio. Verifica-se com base no comportamento dos ciclos de carga e descarga que, a forma da histerese é bastante estreita revelando que a deformação permanente entre cada ciclo de carga-descarga consecutivo é pequena, entretanto, ao final de determinado número de ciclos a deformação permanente acumulada já admite valor bastante significativo.

De acordo com Costa Carneiro (2009) a deformação permanente desenvolve-se pelo rearranjo das partículas ou pela quebra das ligações entre elas quando da fase de carregamento, sendo impossível após o carregamento voltar à fase inicial. No que se refere à deformação resiliente, esta deformação está associada aos grãos que constituem a amostra. Os grãos vão sofrer uma compressão que após a fase de carregamento voltam à sua posição inicial.

A deformação permanente não está apenas relacionada com o número de ciclos, também é necessário associar os níveis de carga que se aplicam durante o ensaio. Quando as cargas a aplicar não são muito elevadas, as deformações permanentes geralmente estabilizam à medida que o

número de ciclos aumenta. Nesse caso, a curva que traduz as deformações permanentes em função do número de ciclos tende para uma assíntota, ou seja, o incremento da deformação permanente em cada ciclo tende para zero. Porém, aumentando o nível de carga as deformações voltam a aumentar (COSTA CARNEIRO, 2009).

- Formulações Desenvolvidas para Estimar o Valor da Deformação Permanente

Alguns modelos foram desenvolvidos com o objetivo de estimar a deformação permanente levando em consideração um determinado número de ciclos, assim como um determinado nível de tensão.

Como geralmente as camadas que compõem o pavimento, seja ele rodoviário, aeroportuário ou ferroviário são constituídas de materiais de granulometria graúda, ou seja, materiais granulares, conseqüentemente, a maioria dos estudos desenvolvidos relacionados a deformação permanente estão relacionado ao respectivo tipo de material.

Na Tabela 2.14 detalha-se algumas formulações apresentados por Lekarp *et al.* (2000b) e Werkmeister (2003) para a estimativa da deformação permanente em termos do número de ciclos.

Tabela 2.14 – Modelos desenvolvidos para estimar a deformação permanente em função do número de ciclos de carga e descarga (Fonte: LEKARP *et al.*, 2000 a) e WERKMEISTER, 2003, citados por ROCHA e SILVA, 2011)

Pesquisadores:	Formulações Desenvolvidas:
1) Barksdale (1972)	$\epsilon_p = a. + b.log(N)$
2) Khedr (1985)	$\epsilon_p = NAN^{-b}$
3) Svere (1990)	$\epsilon_p = a.N^b$
4) Wolff & Visser (1994)	$\epsilon_p = (cN + a).(1 - e^{-b.N})$
5) Paute (1996)	$\epsilon_p = A.\left[1 - \left(\frac{N}{100}\right)^{-B}\right]$
6) Huuman (1997)	$\epsilon_p = A.\left(\frac{N}{1000}\right)^B + c.\left(e^{\frac{D.N}{1000}} - 1\right)$

- Fatores que Influenciam o Comportamento da Deformação Permanente

Descrevem-se a seguir estudos desenvolvidos por pesquisadores de fatores que influenciam no comportamento do módulo resiliente, ambas encontradas no trabalho de Fortunato (2005).

- a) O aumento da rugosidade e da angulosidade das partículas conduz a menores deformações permanentes, o que pode justificar o melhor comportamento dos agregados britados, relativamente aos materiais naturais.
- b) A deformação permanente em materiais de granulometria uniforme sujeitos a cargas cíclicas pode ser muito maior do que a obtida em amostras bem graduadas.
- c) Corpos de prova construídos com 20 % de solo fino e 80 % de material granular exibiam valores maiores do módulo resiliente e uma menor deformação permanente do que corpos de prova com 40% de solo e 60% de material granular, quando ensaiados a baixos níveis de tensão. No entanto, a elevados níveis de tensão a situação era inversa.
- d) Alguns pesquisadores concluíram que a deformação permanente aumenta com o aumento da dimensão máxima das partículas; outros autores apontam conclusões contrárias; outros ainda, não observaram uma relação evidente entre ambos.
- e) Alguns autores defendem que a deformação permanente não depende da resistência mecânica das partículas. No entanto, outras experiências mostram que existe uma relação entre a deformação permanente e a resistência ao esmagamento das partículas rochosas.
- f) Os materiais com partículas alongadas apresentam deformações permanentes mais elevadas do que os constituídos por partículas de forma cúbica.
- g) O aumento da compacidade inicial conduz a menor deformação permanente. Diversos autores, mostraram que o aumento da compacidade resulta na diminuição da deformação acumulada devido à aplicação de cargas repetidas.
- h) Para materiais britados bem graduados e seixo, as deformações permanentes causadas por cargas repetidas dependem do grau de saturação. Outros pesquisadores chegaram a conclusões semelhantes quando ensaiaram agregados de origem calcária e granítica.

- Teoria sobre Shakedown Limit (Limite de Acomodamento)

Shakedown é o termo que se aplica na avaliação do comportamento da estrutura quando sujeita a efeito de cargas cíclicas, é considerado como um tipo de acomodação dos materiais granulares. Shakedown limit caracteriza-se como sendo o valor limite da carga para o qual se aceitam os valores da deformação permanente.

De acordo com Rocha e Silva (2011) o conceito de shakedown foi definitivamente desenvolvido para solos granulares não ligados, e pode não ser aplicável a solos cimentados, no

entanto, sendo a referência da maioria dos trabalhos encontrados na literatura, concordando a pesquisadora, é fundamental apresentar pequena explicação sobre o referido tema.

De acordo com Werkmeister (2003), existem quatro fases na avaliação do shakedown, subdivididas por subcategorias definidoras de limites de dano, são elas:

- Purely Elastic: nesta fase as cargas aplicadas são de pequena amplitude, de modo que o material não chega a entrar em rotura e as deformações aplicadas são completamente reversíveis;
- Elastic Shakedown: nesta fase as cargas aplicadas são menores do que as necessárias para desenvolver a plastificação do material, e assim a partir de um número muito limitado de ciclos, deixa de existir deformações permanentes;
- Plastic Shakedown: as tensões aplicadas nesta etapa devem ser menores do que as que provocam o colapso da estrutura. Nesta fase obtém-se um comportamento de uma curva histerética, podendo-se quantificar as deformações permanentes. As deformações permanentes aumentam até um número considerável de ciclos, estabilizando depois.
- Incremental Collapse: nesta última fase, os níveis de tensão são suficientes para provocar a plastificação do material levando-o, mais ou menos, rapidamente à rotura através de um aumento acentuado da deformação permanente.

As fases anteriormente descritas são apresentadas na Figura 2.17.

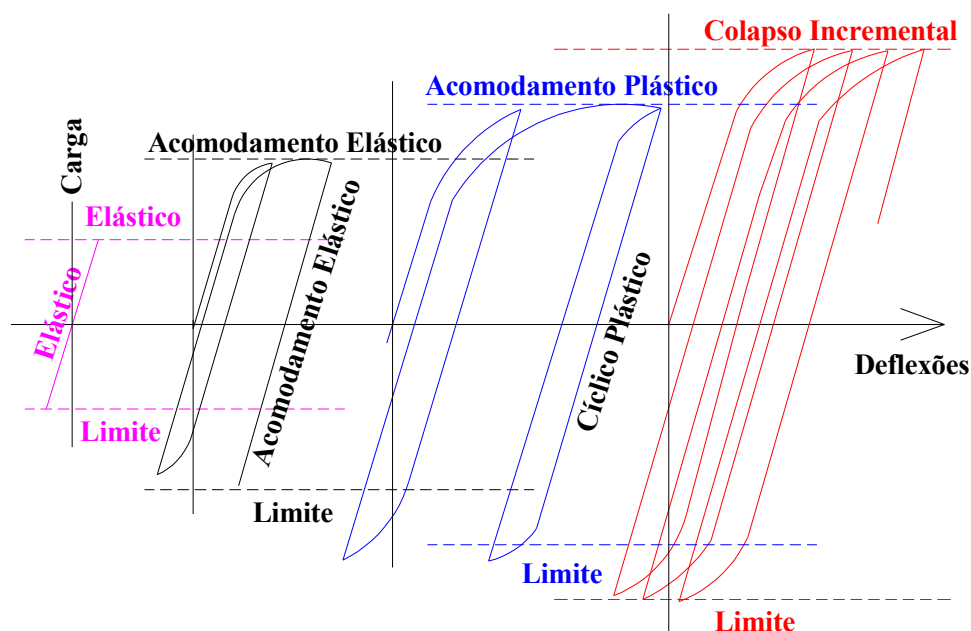


Figura 2.17 – Limites associados ao shakedown (Fonte: WERKMEISTER, 2003 modificado)

2.7.4 – Ensaios Sísmicos

De acordo com Santos (2002) no projeto geotécnico de grandes obras, as análises detalhadas requerem ensaios especiais de campo e de laboratório, envolvendo, essencialmente, registros de pequeníssimas deformações e também ensaios com distintas trajetórias de tensão-deformação.

Por exemplo, o cálculo do assentamento de uma sapata ou estaca, a avaliação do deslocamento lateral de uma estrutura de suporte, o estudo da resposta sísmica de camadas de solo horizontais, etc. Nestas análises segundo o autor faz-se necessário quantificar a rigidez do solo.

→ Importância da Rigidez dos Solos no Domínio das Muito Pequenas e Pequenas Deformações Para a Engenharia Civil

É bem reconhecida a grande importância da análise dos solos no domínio das muitas pequenas a pequenas deformações, ou seja, para valores de deformação da ordem de 10^{-6} a 10^{-4} .

Trata-se de um domínio de grande importância para o dimensionamento das estruturas, visto que as deformações induzidas no terreno são, em geral, relativamente modestas e as deformações são essencialmente elásticas (SANTOS, 2002).

As experiências obtidas dos estudos do comportamento dos solos nesta magnitude de deformação demonstram um potencial de aplicação bastante amplo na engenharia geotécnica, desde o dimensionamento de fundações de máquinas, estudo da resposta sísmicas do terreno, estudo de interação solo-estrutura e em problemas que envolvem vibrações do terreno induzidas pelo tráfego.

→ Módulo de Distorção Máximo ($G_{Máx}$)

O módulo de distorção máximo ($G_{Máx}$), também conhecido como módulo de distorção (G), módulo de distorção inicial (G_0), módulo de distorção dinâmico (G_{Din}) ou ainda módulo cisalhante (S), é reconhecido como um parâmetro de referência na definição das propriedades constitutivas do solos (FONSECA & FERREIRA, 2001).

O módulo de distorção máximo é um dos parâmetros de rigidez ou, inversamente, da deformabilidade dos solos que reflete uma medida exclusivamente das solicitações de corte.

Este parâmetro se desenvolve quando ocorre uma deformação causada por uma força a qual é aplicada em paralelo a uma face de um determinado objeto enquanto a face oposta é mantida fixa por uma força de igual magnitude, conforme exemplo ilustrado na Figura 2.18.

O modulo $G_{Máx}$ é obtido pela razão entre a tensão cisalhante (τ) e a respectiva deformação cisalhante desenvolvida (γ).

Quando um determinado objeto, por exemplo, um bloco de altura L e seção transversal A é submetido a uma força F paralela à face A , a respectiva seção irá deslocar-se conforme mecanismo ilustrado na Figura 2.18, e a tensão de corte é definida como a amplitude da força por unidade de área de seção transversal a ser seccionada (F/A).

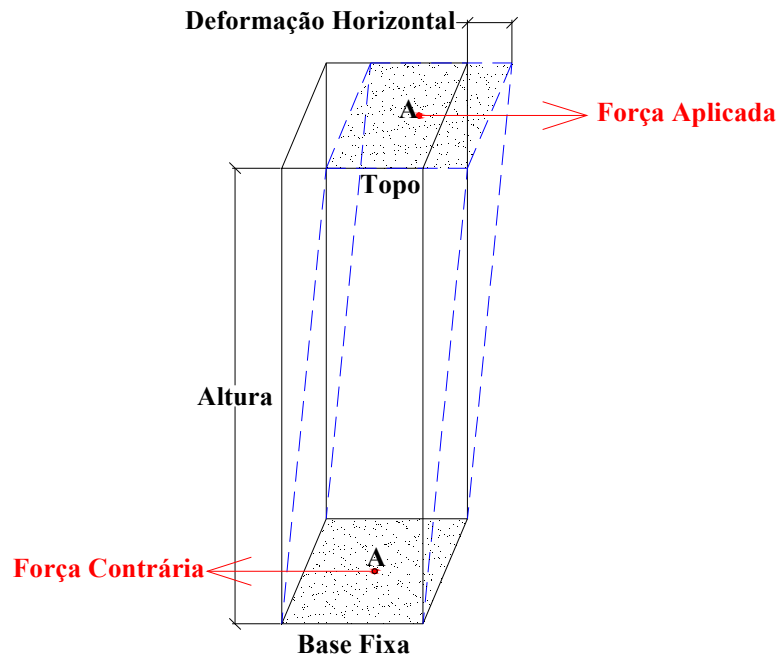


Figura 2.18 – Exemplo do mecanismo de desenvolvimento da deformação cisalhante

A deformação de corte ou cisalhante (τ) é definida como a deformação horizontal desenvolvida dividida pela altura do objeto. Sendo assim, o módulo cisalhante é dado por:

$$G_{JM\acute{a}x} = \frac{\text{Tensão Cisalhante ou de Corte}}{\text{Deformação Cisalhante ou de Corte}} = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{\Delta x}{L}} = \frac{F \cdot L}{A \cdot \Delta x} \quad (\text{Equação 2.36})$$

Onde:

- F = força aplicada paralelamente a seção transversal;
- A = área da seção transversal;
- L = altura ou comprimento do lado da seção perpendicular a seção transversal;
- Δx = deformação sofrida paralelamente ao sentido de aplicação da força.

O módulo de cisalhamento é proporcional à rigidez fornecida pelo material ao deslocamento cisalhante, ou seja, quanto maior o módulo de cisalhamento mais rígido é o material, por isso que o módulo de cisalhamento é chamado de módulo de rigidez.

Em princípio, para a magnitude de deformação não há mudança de volume, ou seja, os planos constituídos por átomos simplesmente deslizam lateralmente sobre os demais. Por isso, a área A , que determina o número de ligações atômicas, é importante na definição da tensão e não apenas a força F .

→ Módulo de Distorção Máximo ($G_{Máx}$) Versus Amplitude de Deformação

No final da década de 1970, constatou-se que os parâmetros de rigidez obtidos pelos métodos convencionais de campo e de laboratório apresentavam valores de baixa magnitude. Entretanto, diversos trabalhos foram dedicados a esse assunto resultam uma relação existente entre a rigidez do material e sua respectiva deformação cisalhante. A curva desenvolvida por meio da relação entre os parâmetros citados denomina-se curva de degradação da rigidez e encontra-se ilustrada na Figura 2.19 (SANTOS, 2002).

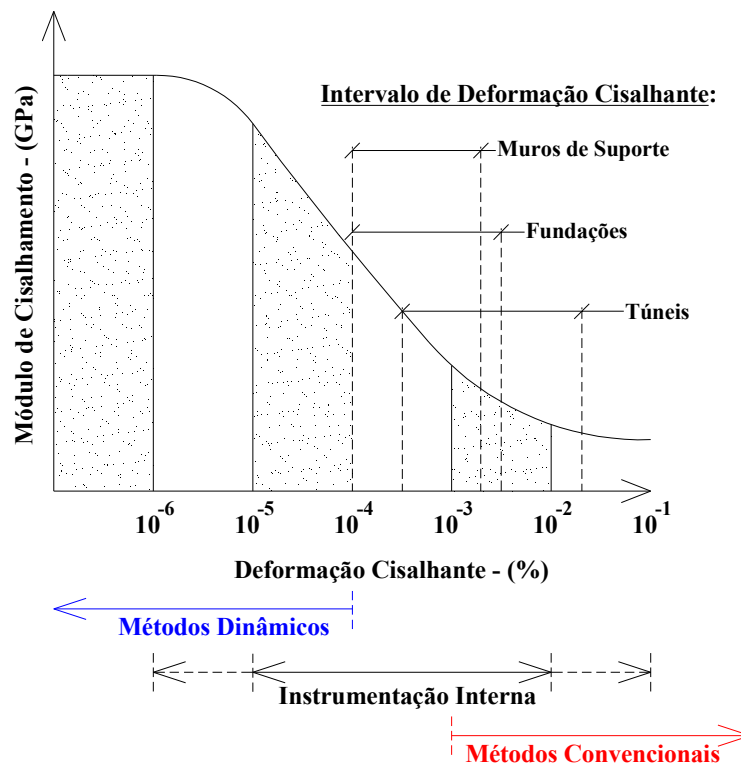


Figura 2.19 – Comportamento da curva de rigidez em função do nível de deformação aplicado
(Fonte: HOAR & STOKE (1978) adaptado por FERREIRA, 2003)

No domínio das muito pequenas deformações (até cerca de 10⁻⁶), a velocidade de deformação ou a frequência de excitação não afetam os parâmetros de rigidez medidos, podendo ser considerados parâmetros elásticos (TATSUOKA *et al.*, 2001).

À medida que a deformação aumenta, efeitos como a velocidade de deformação do carregamento cíclico, da tensão de corte ou da sobreconsolidação, até então desprezados, deixam de o ser, tendo uma influência crescente no comportamento do solo, em particular, nos parâmetros de rigidez (VITALI, 2008).

Observa-se por meio da curva que a relação entre o módulo de distorção versus deformação cisalhante para a maioria dos solos é não linear e inelástica. Verifica-se também que para pequenas deformações a rigidez é relativamente alta e para deformação próximas da rotura a rigidez diminui substancialmente. Esta degradação mostra a forte dependência da rigidez com o nível de deformação, portanto, reflexo de característica não linear do solo.

De acordo com Santos (2002) parece haver consenso de que o comportamento dos solos pode ser descrito adequadamente por meio de modelos com sucessivas superfícies que delimitam zonas com distintos comportamentos típicos. Na Tabela 2.15 detalham-se estas respectivas zonas.

Tabela 2.15 – Diferentes zonas de comportamento do solo (Fonte: SANTOS, 2002)

Vucetic (1994) (Carregamentos Cíclicos)	Jardine (1992) (Carregamentos Estáticos)	Tipo de Comportamento:
Zona - A Muito Pequenas Distorções	Zona - I	Elástico Linear
Zona - B Pequenas Distorções	Zona - II	Elástico Não linear ou Ligeiramente Elastoplásticos
Zona - C Médias a Grandes Distorções	Zona - III	Elastoplásticos
-	Superior ao Limite Y3	

Jardine (1992) propôs um modelo geral simples no qual considera diferentes zonas de comportamento distinto do solo. Considera-se então, um elemento de solo numa situação inicial de equilíbrio cujo estado de tensão é representado pelo ponto indicado na Figura 2.20 (onde q é definida como a tensão desviadora e p' é a tensão efetiva média).

Caso o solo em análise seja carregado estaticamente segundo a trajetória de tensões indicada, visualiza-se experimentalmente, a existência de quatro zonas de comportamento distinto do solo. Jardine sugere assim a consideração de três superfícies que se passam a designar por: Y1, Y2 e Y3.

- Zona - I corresponde à região onde se verifica um comportamento elástico linear do solo;
- Zona – II a relação tensão-deformação é não linear, porém em ciclos de carga-descarga o solo apresenta recuperação total, sem deformação permanente, mas envolvendo histereses;

- A Zona – III é essencialmente caracterizada pelo desenvolvimento de deformações permanentes que se tornam cada vez mais importantes à medida que se aproxima da superfície dos estados limites Y3.

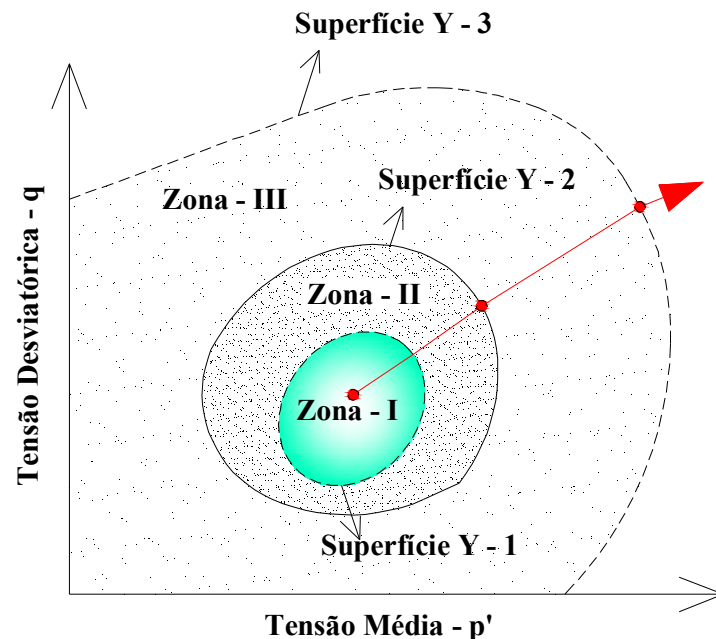


Figura 2.20 – Identificação das zonas I, II e III no espaço tridimensional segundo o modelo proposto por Jardine (1992)

→ Fatores que Afetam o Módulo de Distorção Máximo

Muitos estudos foram desenvolvidos para identificar a influência de diversos fatores sobre o módulo de distorção máximo e a razão de amortecimento dos solos. Segundo Barros (1997) os fatores que influenciam o módulo de distorção máximo de acordo com o seu nível de importância encontram-se detalhados na Tabela 2.16 e 2.17.

Hardin & Drnevich (1972 a) em sua pesquisa agruparam os parâmetros em três categorias:

- Categoria (V) = parâmetros muito importante;
- Categoria (L) = parâmetros de menor importância;
- Categoria (R) = parâmetros relativamente sem importância;
- Categoria (U) = parâmetros relativamente sem importância ou em que sua importância não estava claramente definida até aquele momento.

Tabela 2.16 – Fatores que influenciam o módulo de distorção segundo Barros (1997)

Nível de Importância:	Fatores de Influência:
a) Muito Importante	1) Tensão principal efetiva na direção de propagação de onda.
	2) Tensão principal efetiva na direção de vibração da partícula.
	3) Índice de vazios.
	4) Grau de saturação, (OBS: Particularmente em argilas e siltes).
	5) Grau de cimentação natural ou artificial.
b) Importante	6) Grau de sobreconsolidação, (OBS: apenas em argilas plásticas).
	7) Tempo, (OBS: Apenas em argilas).
	8) Carregamento cíclico realizado anteriormente.
	9) Teor de partículas finas nas areias.
c) Menos Importante	10) Frequência, (OBS: apenas em argilas).
	11) Forma dos grãos, (OBS: no caso das areias).
	12) Tensão de corte estática.
	13) Grau de sobreconsolidação sob tensões anisotrópicas nas areias.
d) Relativamente Não importante	14) Tipo de vibração.
	15) Condição de drenagem.
	16) Temperatura.
	17) Distribuição granulométrica.

Tabela 2.17 – Parâmetros que influenciam o módulo de cisalhamento dos solos segundo Hardin & Drnevich, 1972 a)

Fatores de Influência:	Características do Solo:	
	Areias Limpas	Solos Coesivos
1) Amplitude de Deformação.	V	V
2) Tensão efetiva principal média.	V	V
3) Índice de vazios.	V	V
4) Número de ciclos de carregamento.	R	R
5) Grau de saturação.	R	V
6) Razão de pré-adensamento.	R	L
7) Envoltória de resistência efetiva.	L	L
8) Tensão de cisalhamento octaédrica.	L	L
9) Frequência de carregamento acima de 0,1 Hz.	R	R
10) Outros efeitos do tempo (Tixotropia).	R	L
11) Característica granulométrica, tamanho dos grãos, forma, graduação, mineralogia, etc.	R	R
12) Estrutura do solo.	R	R
13) Variação de volume devido à deformação de cisalhamento (deformações menores que 0,50 %)	U	R

→ Determinação do Módulo de Distorção Máximo

O módulo de distorção máximo do solo é determinado geralmente *in situ*, entretanto, as técnicas *in situ* tem alguma especificidade, por um lado e algumas limitações por outro, recorrendo-se muitas vezes a laboratório, como complemento ou alternativa (FONSECA & FERREIRA, 2001).

Por exemplo, os ensaios *in situ* permitem a caracterização de um grande volume de solo e evitam os problemas inerentes aos processos de amostragem dos solos, porém, a investigação do comportamento no solo se faz numa gama limitada de deformações. Já os ensaios em laboratório permitem a caracterização do solo sob uma gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas, mas estão limitados ao pequeno volume de solo que avaliam, o que por sua vez apresenta o inconveniente dos processos de amostragem (VITALI, 2008).

Na Tabela 2.18 detalham-se os ensaios de campo e de laboratório mais utilizados para avaliação do módulo de distorção.

Tabela 2.18 – Tipos de ensaios e suas respectivas técnicas utilizadas para determinação do módulo de distorção (Fonte: SANTOS *et al.*, 2001)

Tipo de Ensaio:		Técnica Utilizada:	Distorção
Ensaio In Situ	1) Sísmico Entre Furos de Sondagens - "Cross-Hole Seismic Testing"	Determinação da Velocidade de Propagação da Onda de Corte - (Vs)	$\sim 10^{-6}$
	2) Sísmico ao Longo de Furos de Sondagem com Fonte à Superfície - "Down-Hole Seismic Testing"		
	3) Sísmico ao Longo de Furos de Sondagem com Fonte no Interior do Furo - "Up-Hole Seismic Testing"		
	4) Piezocone Sísmico		
	5) Refração Sísmica		
	6) Vibração em regime Estacionário ou Permanente	Determinação da Velocidade de Propagação da Onda de Superfície (Onda Rayleigh)	
	7) Análise Espectral de Ondas de Superfície		
	8) Ensaio Pressiométrico	Determinação da Curva Tensão-Deformação (Histerese)	$\sim 10^{-3}$
Ensaio de Laboratório	1) Coluna Ressonante	Determinação da Velocidade de Propagação da Onda de Corte - (Vs)	10^{-6} a 10^{-4}
	2) "Bender Elements"		10^{-6}
	3) SWV		10^{-6*}
	4) Corte Simples Cíclico	Determinação da Curva Tensão-Deformação (Histerese)	10^{-4} a 10^{-2*}
	5) Triaxial Cíclico		
	6) Torção Cíclica		
	7) Ressonante e de Torção Cíclica Combinados	Determinação de Vs (Coluna Ressonante) e da Histerese (de Torção Cíclica)	10^{-6*}

(*) **OBS:** Estes níveis de precisão só são obtidos com sistemas de medição local de alta precisão, caso contrário a precisão é geralmente de 10^{-4} .

A seguir será realizada uma sucinta descrição de alguns dos tipos de ensaios de campo quanto de laboratório utilizados para determinação do módulo de distorção assim como para análise do perfil geotécnico do terreno.

Dos ensaios a serem descritos será dado maior ênfase ao ensaio de Bender and Extender Elements (ensaio de elementos de extensão e compressão) uma vez que os mesmos foram realizados durante a presente pesquisa.

- Ensaio Cross-Hole (Ensaio in situ)

O ensaio sísmico *cross-hole* é considerado para a maioria dos engenheiros como o método mais confiável de determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos, visto que, a onda propaga-se ao longo de uma camada, em uma trajetória perfeitamente definida. O tempo para que as ondas de corpo viajem ao longo de uma trajetória horizontal entre dois pontos em um maciço de solo é medido, determinando o módulo que representa uma trajetória de deslocamento horizontal em uma onda polarizada verticalmente ou horizontalmente, ou seja, calcula-se G_{VH} ou G_{HV} . As ondas de corpo são desenvolvidas por um impulso vertical aplicado em um dispositivo no interior de um furo (furo de sondagem ou não), daí o nome.

A chegada da energia na forma de ondas de compressão e cisalhamento é monitorada por meio de dois dispositivos de velocidade (geofones), também localizados em furos realizados no subsolo. Assim, conhecendo-se a distância entre os furos receptores, as velocidades das ondas podem ser calculadas.

Objetivando maior precisão nos resultados a serem obtidos, deve-se, alinhar os furos e dessa maneira elimina-se possíveis fontes de erro, como por exemplo os erros inerentes ao sistema trigger (SCHEFFER, 2005). Na Figura 2.21 ilustra-se um exemplo do ensaio sísmico Cross-Hole. O receptor 01 é posicionado no furo mais próximo da fonte sísmica, enquanto o receptor 02 encontra-se localizado no furo mais afastado da respectiva fonte.

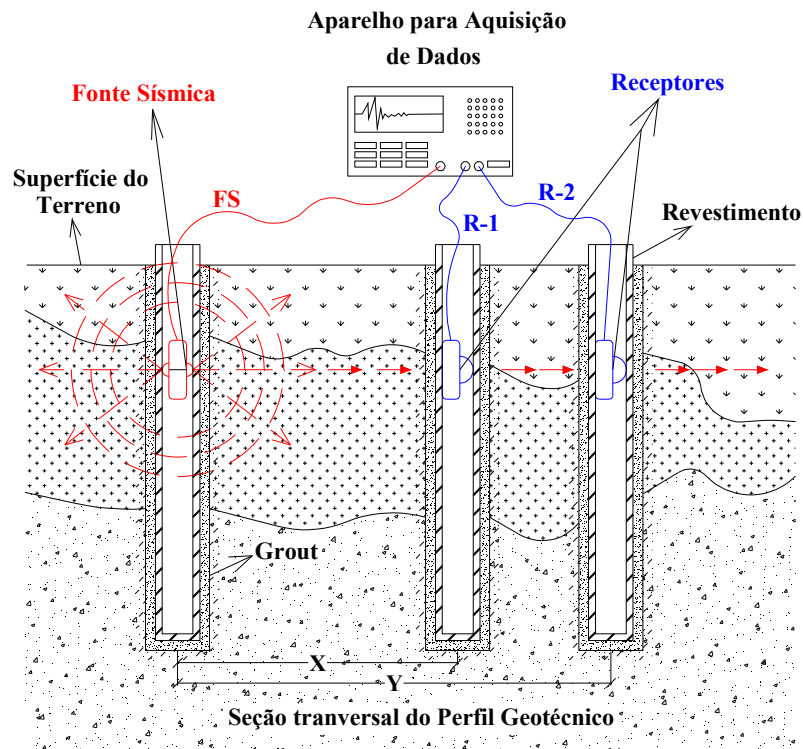


Figura 2.21 – Exemplo esquemático básico do ensaio sísmico cross-hole

- Ensaio Down-Hole (Ensaio in situ)

O ensaio *down-hole* é também um tipo de ensaio sísmico realizado no campo bastante aceito para determinar a variação da velocidade da onda cisalhante ao longo da profundidade do perfil geotécnico em análise. Neste método de ensaio, mede-se o tempo de viagem das ondas de corpo entre a superfície e pontos no interior da massa de solo. As velocidades das ondas são então calculadas a partir do conhecimento da distância entre as fontes e o receptor (HOAR & STOKE, 1978).

Uma vantagem executiva do ensaio sísmico *down-hole* em relação ao ensaio sísmico *cross-hole* é a necessidade de realizar somente um furo de sondagem, ou uso de uma ferramenta de penetração para a instalação do sensor de recepção das ondas no interior do solo (ver Figura 2.22). Os dados obtidos são calculados de maneira similar ao ensaio sísmico cross-hole.

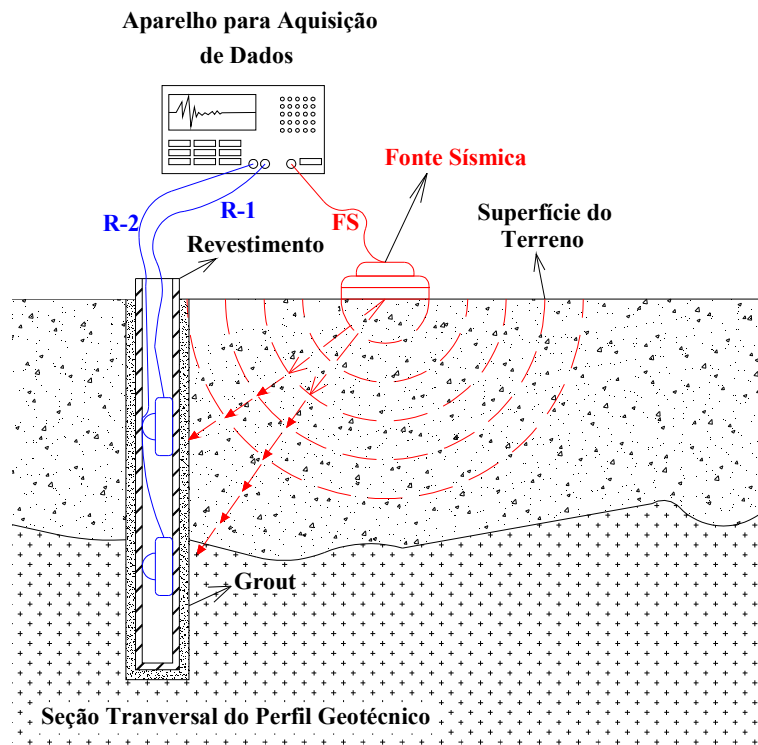


Figura 2.22 – Exemplo esquemático básico do ensaio sísmico down-hole

- Ensaio de Cone Sísmico (Ensaio in situ)

O ensaio de cone sísmico é uma evolução do ensaio sísmico down-hole. O receptor, ou receptores são inseridos em uma ponteira para o tradicional Ensaio de Penetração de Cone (CPT – Cone Penetration Test). Dessa maneira, evita-se a execução de pré-furo, uma vez que os receptores são posicionados no interior do solo através da penetração da ponteira de forma semelhante ao método do ensaio CORPO DE PROVA.

O cone sísmico foi desenvolvido por Robertson *et al.* (1986) e a hipótese básica do ensaio de cone sísmico é que a trajetória das ondas entre a fonte e os receptores seja linear. A fonte geradora das ondas normalmente é uma placa metálica posicionada perpendicularmente ao cone sísmico (BUTCHER & POWELL, 1996). O respectivo ensaio é realizado por meio da cravação do cone até a profundidade desejada, em seguida, interrompe-se a cravação e golpeia a placa com uma marreta, gerando-se uma onda de cisalhamento, a qual é captada pelo receptor contido no interior da ponteira do cone. Os sinais são armazenados de forma semelhante aos ensaios *cross-hole* e *down-hole*. Por meio da Figura 2.23 ilustra-se um exemplo do ensaio de cone sísmico no campo.

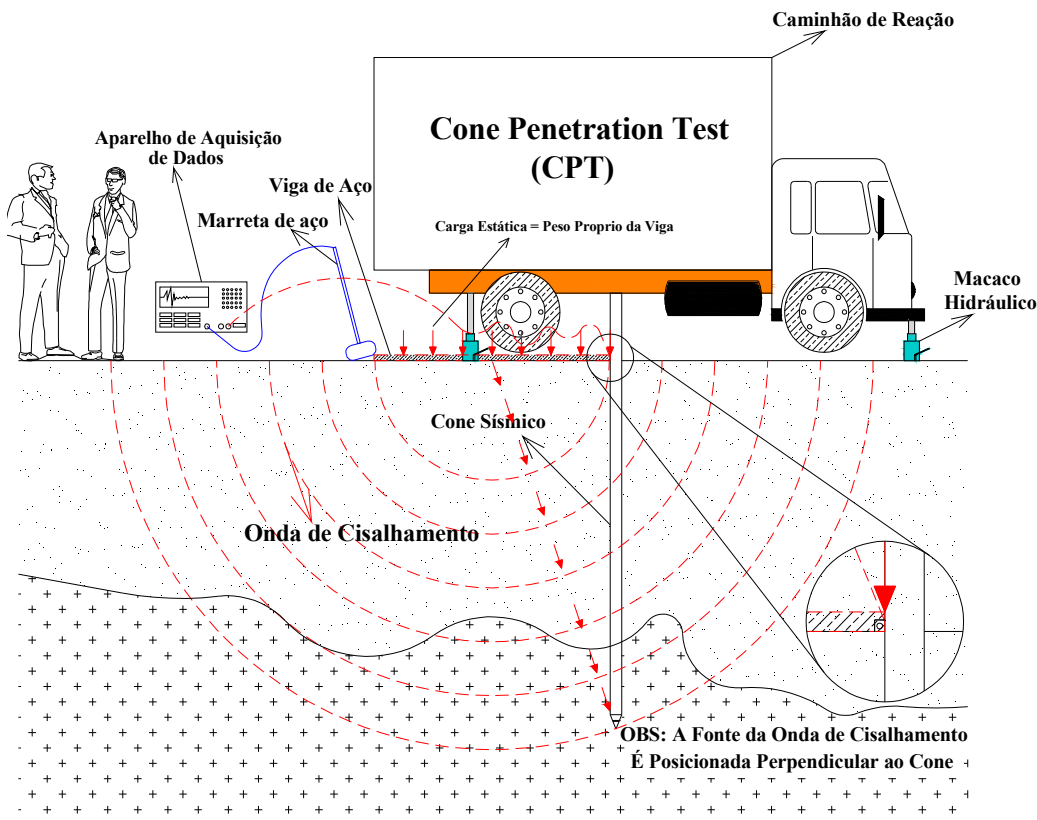


Figura 2.23 – Exemplo esquemático do ensaio de cone sísmico

- Ensaio de Refração Sísmica (Ensaio in situ)

A refração sísmica é um tipo de ensaio no qual a fonte e os receptores são colocados sobre a superfície do solo de maneira alinhada e equidistante. Os geofones (receptores) captam as vibrações produzidas pela fonte de excitação que pode vir através de caminhos diferentes por refrações dentro do depósito do solo, ou diretamente sobre a superfície.

A primeira onda que chega é detectada em cada receptor e é representada graficamente em função da distância medida a partir da fonte de excitação. A presença de diferentes camadas produz variações da inclinação, que está relacionada com a velocidade de onda de cada camada, como pode ser visto na Figura 2.24.

Dependendo do tipo de velocidade a ser determinada, a fonte pode ser configurada para produzir ondas de compressão ou de cisalhamento e, portanto, os receptores devem ser orientados para capturar tal tipo de ondas.

Existem modelos adequados para calcular velocidades de onda na horizontal ou camadas inclinadas (DOBRIN, 1988). A espessura de cada camada é deduzida a partir da velocidade da onda nas camadas e as distâncias críticas (TAUTA, 2011).

O método admite múltiplas vantagens, a saber: (i) não haver necessidade de perfurações o que reduz significativamente os custos, (ii) o processo é relativamente rápido em campo e permite a realização de medições múltiplas, cobrindo áreas amplas em curto espaço de tempo.

Entretanto, de acordo com Tauta (2011) o método é limitado apenas aos depósitos de solo em que a velocidade aumenta com a profundidade. Camadas rígidas sobre camadas moles evitam a refração da onda de superfície. Além disso, necessita-se de um volume muito elevado de energia para atingir maiores profundidades, e, portanto os receptores que encontram-se muito distantes não conseguem facilmente registrar as ondas. O ensaio de refração sísmica é padronizado pela norma 5777-00 D da ASTM Internacional (2002a).

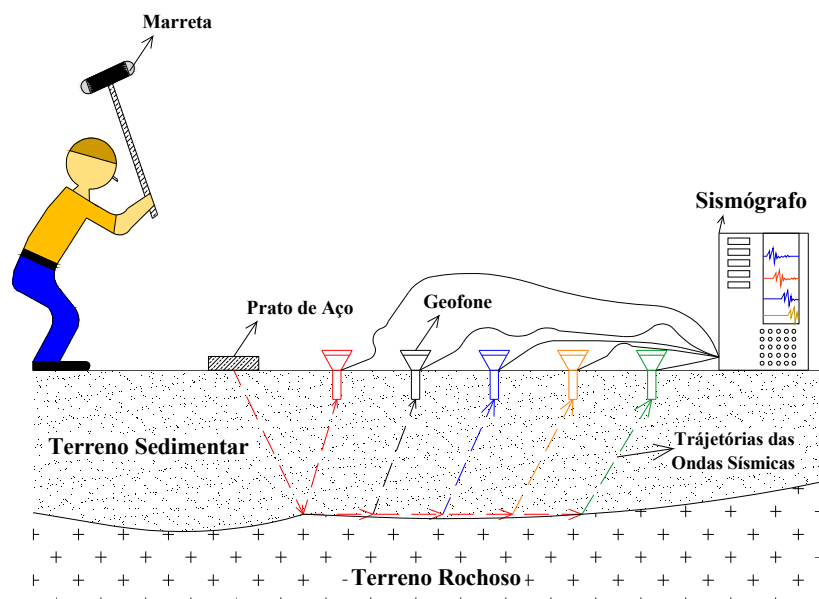


Figura 2.24 – Exemplo esquemático do ensaio de refração sísmica

- Ensaio de Reflexão Sísmica (Ensaio in situ)

No ensaio de reflexão sísmica, as ondas refletidas conforme discontinuidades presentes no depósito de solo são interpretadas para quantificar as propriedades do respectivo depósito. Um pulso é produzido por uma fonte localizada na superfície. Um ponto localizado na superfície recebe tanto a onda direta quanto a onda refletida no limite de uma segunda camada (RICHART *et al.*, 1970).

A identificação da chegada da onda refletida, após a chegada da onda direta permite a estimativa da espessura da primeira camada (DOHR, 1975 e TELFORD *et al.*, 1990). Por meio da Figura 2.25 apresenta-se um esquema de um sismograma para um perfil simples. Por meio de relações geométricas consegue-se determinar a velocidade e a espessura das camadas (TAUTA, 2011).

O ensaio de reflexão sísmica é amplamente utilizado em levantamentos geofísicos para a prospecção de petróleo, no qual é necessário estudar depósitos muito profundo. Sua utilização na engenharia civil é mais limitada, principalmente devido ao fato de que o método é raramente usado para a delimitação de camadas de solo raso, onde a maior parte das obras civis tem influência (KRAMER, 1996).

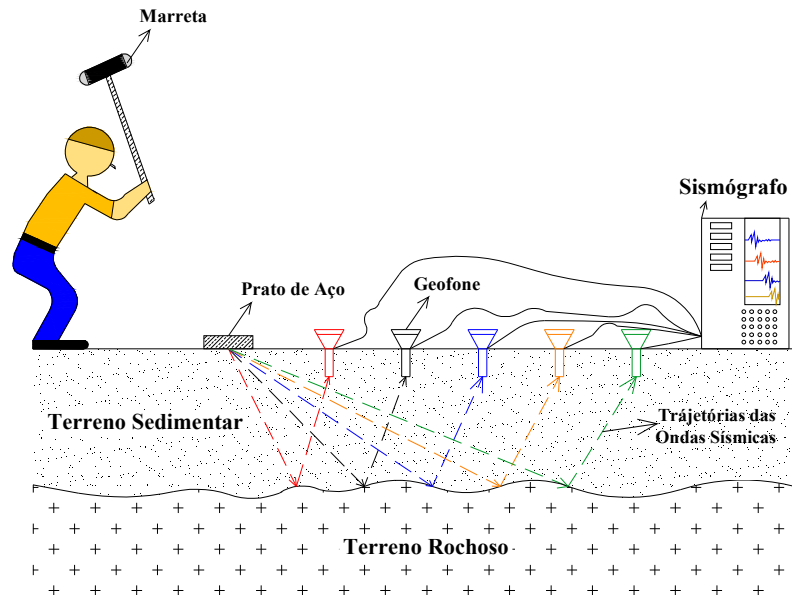


Figura 2.25 – Exemplo esquemático do ensaio de reflexão sísmica

- Análise Espectral de Ondas de Superfície (Ensaio in situ)

O método foi desenvolvido durante a década de 1980 (NAZARIAN & STOKOE, 1984). Na análise espectral de ondas de superfície utiliza-se as ondas do tipo Rayleigh, já que as mesmas se propagam nas camadas superficiais do solo.

A principal característica das ondas Rayleigh é que a mesma se propaga em camadas, em que a espessura é aproximadamente igual ao comprimento da mesma. Toda onda desenvolvida por uma carga vertical oscilante na superfície de um meio-espaco homogêneo é predominantemente denominada onda de Rayleigh (TAUTA, 2011).

De acordo com Lopes (2005) a velocidade da onda é representativa do depósito até uma profundidade aproximadamente igual ao comprimento da onda. Se o meio em estudo tiver outras camadas, a curva de dispersão é afetada por este fator. As características do perfil, ou seja, a velocidade da onda e da espessura de cada camada, são obtidos por um processo de modelação.

Na Figura 2.26 ilustra-se detalhes deste tipo de ensaio sísmico. Como foi assinalado por Stokoe & Santamarina (2000), a principal vantagem deste método é que a maior parte da energia

gerada por uma fonte de radiação de superfície é na forma de ondas de Rayleigh, que possuem baixa atenuação.

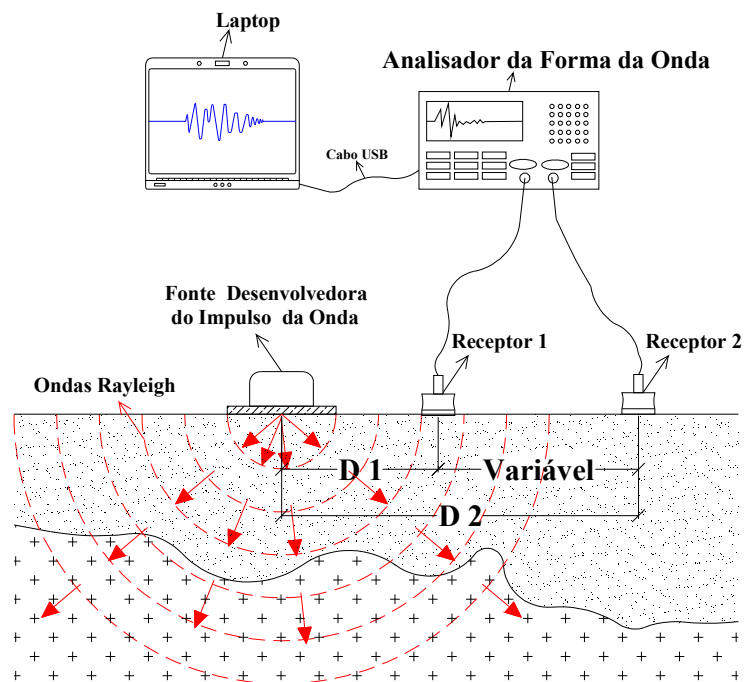


Figura 2.26 - Exemplo do mecanismo da análise espectral da onda de superfície (Fonte: STOKOE & SANTAMARINA, 2000).

As desvantagens são que: (i) a resolução diminui com a profundidade, (ii) em camadas finas, de materiais que são muito mais duro ou mais macio do que o material ambiente, a onda pode ser perdida, e (iii) em grande contraste a velocidade entre materiais vizinhos dificulta a interpretação.

- Ensaio de Coluna Ressonante (Ensaio de Laboratório)

O ensaio de coluna ressonante é o ensaio de laboratório mais utilizado para medir as propriedades de pequena deformação dinâmica dos solos (Ver Figura 2.27).

Uma amostra cilíndrica de solo é submetida a uma carga harmônica. A amplitude e a frequência da carga são controladas por um transdutor de movimento que mede o nível de vibração resultante. Movimentando-se gradualmente a frequência da força de entrada, a frequência da ressonância é encontrada. Com o valor da frequência ressonante, é possível calcular a velocidade cisalhante da onda e, conseqüentemente, a rigidez do solo (TAUTA, 2011).

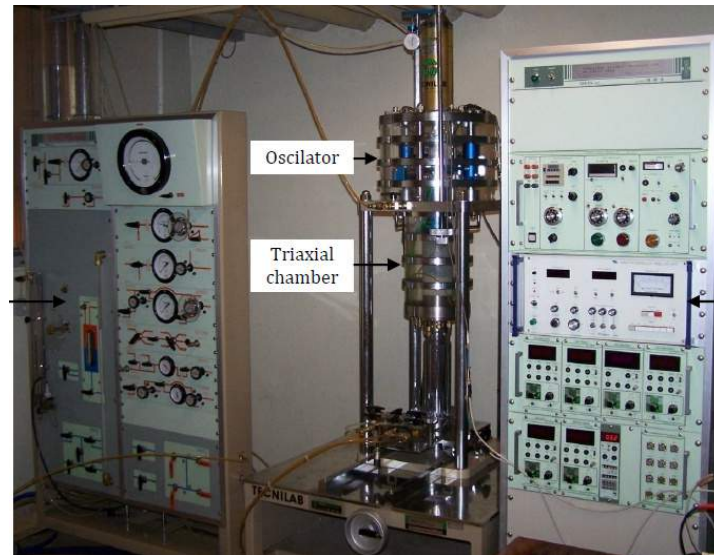


Figura 2.27 – Equipamento para ensaio de coluna ressonante (Fonte: TAUTA, 2011)

- Ensaio de Cisalhamento Cíclico Simples (Ensaio de Laboratório)

O ensaio de cisalhamento cíclico simples simula melhor as condições de tensões impostas durante uma atividade sísmica, através da aplicação de tensões de corte invertida, como uma onda de cisalhamento de propagação para cima causando um terremoto (WOODS, 1978). Uma amostra cilíndrica e curta é pressionada contra expansão lateral, com tensão vertical constante, enquanto é submetida a cisalhamento cíclico horizontal (ver Figura 2.28).

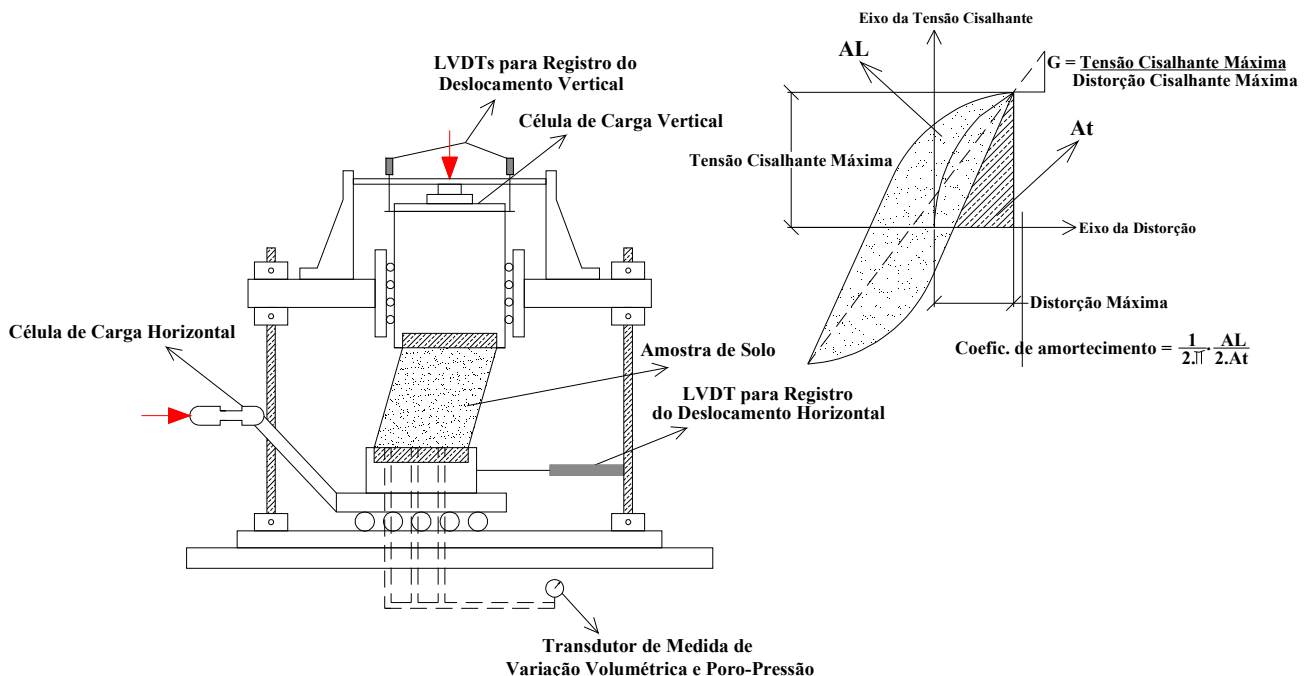


Figura 2.28 – Exemplificação básica do ensaio de cisalhamento cíclico simples e da histerese resultante da relação tensão-deformação cisalhante (Fonte: KRAMER, 1996)

Neste tipo de ensaio as tensões normais e de cisalhamento e assim como as respectivas deformações são diretamente medidas, de modo que não é necessário usar o coeficiente de Poisson para calcular as propriedades de cisalhamento dinâmico (TAUTA, 2011).

- Ensaio de Torção Cíclica e de Cilindro Vazado (Ensaio de Laboratório)

O ensaio cíclico de torção é realizado em um aparelho de ensaio triaxial modificado para fornecer condições de tensões de torção (ISHIHARA & LI, 1972). Neste ensaio cíclico, uma amostra cilíndrica inicialmente sujeita a tensões triaxiais, é testada através da aplicação de tensões cíclicas de torção (ver Figura 2.29).

Ao medir o binário aplicado e a rotação resultante, juntamente com as dimensões da amostra, é possível calcular a tensão de corte e a deformação de corte (SANTOS, 1999). Esta informação permite obter curvas de histerese e, portanto, é possível estimar as propriedades dinâmicas. Aparelhos combinados de coluna ressonante e torção cíclica permite estudar as propriedades dinâmicas de pequenas a médias deformações (10^{-6} a 10^{-2}) (ALARCON-GUZMAN *et al*, 1986; AMPADU & TATSUOKA, 1993).

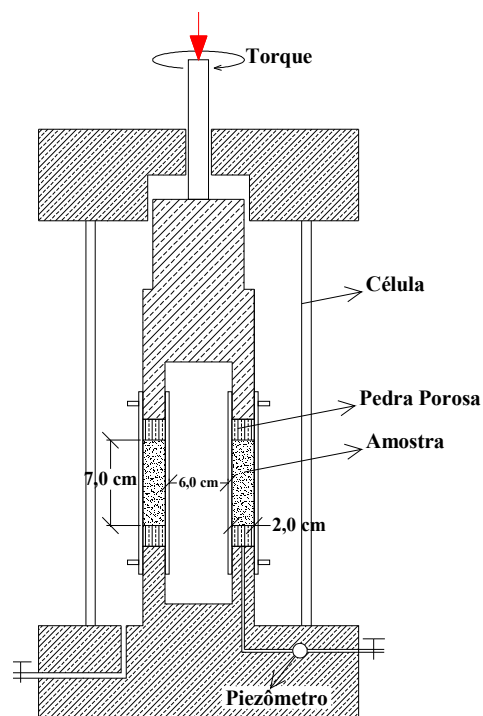


Figura 2.29 – Exemplificação básica do ensaio de torção cíclica (Fonte: ISHIHARA, 1996)

- Ensaio com os Transdutores Piezoelétricos: Bender e Extender Elements (Ensaio de Laboratório)

A capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica ou vive-versa, a chamada piezoelectricidade, permite que os transdutores piezoelétricos funcionem como atuadores ou

sensores, sendo que na maior parte dos casos o mesmo transdutor pode realizar ambas as funções (FERREIRA, 2003).

A piezoeletricidade caracteriza-se pelo aparecimento de um potencial elétrico em alguns cristais singulares na natureza, que possuem eixos polares, tais como quartzo, turmalina, lítio entre outros, quando os mesmos são submetidos a forças mecânicas.

Os elementos piezocerâmicos são constituídos por uma única placa piezocerâmica, que ao ser excitada, deforma-se longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais, produzindo movimentos de extensão ou compressão do material cerâmico (ver Figura 2.30).

Um *bender elements* (elemento ou transdutor de flexão) constitui-se de um instrumento simples utilizado para obtenção da velocidade de cisalhamento no solo e, pela teoria da elasticidade determina-se o módulo cisalhante elástico do solo à muito pequena deformação, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio é menor que 10^{-5} . Dessa forma, o módulo cisalhante estimado é G , característico de deformações muito pequenas (DYVIK & MADSHUS, 1985).

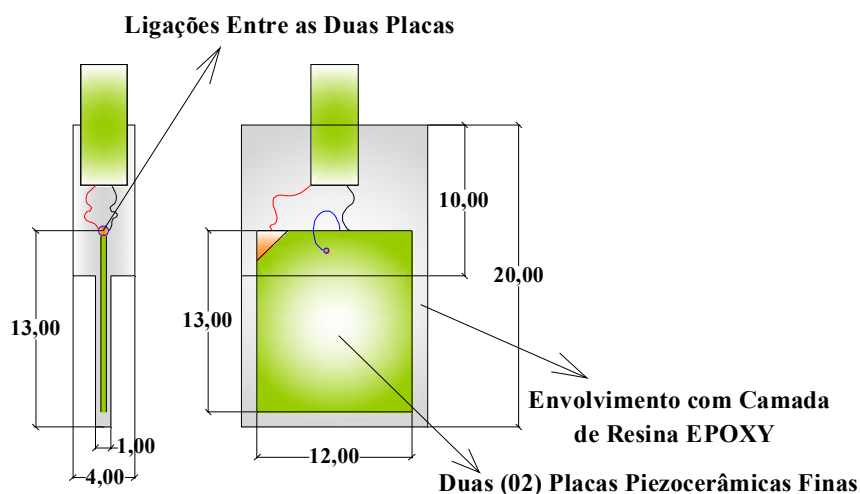


Figura 2.30 – Detalhes de um transdutor piezocerâmico

De acordo com Fonseca & Ferreira (2001) um *bender element* (elemento ou transdutor de flexão) consiste de um transdutor eletromecânico, constituído por duas finas placas piezocerâmicas, rigidamente ligadas, com superfícies condutoras entre si e nas faces exteriores, num arranjo tipo sanduiche, capazes de converter energia mecânica – movimento – em ou a partir de energia elétrica.

De acordo com os autores citados o material piezocerâmico encontra-se envolvido por uma resina epoxy, que o protege do contato direto com o solo e com a água. Na Figura 2.30, detalha-se a

composição estrutural de um *bender element*, e na Figura 2.31 a seguir ilustra-se o seu modo de funcionamento quando da propagação de uma onda de corte ou cisalhante.

Ainda de acordo com Fonseca & Ferreira (2001) o modo de ligação entre as placas piezocerâmicas aliado à sua direção de polarização têm uma importância determinante no desempenho do transdutor relativamente às funções de transmissão e recepção das ondas. Na Figura 2.32 ilustra-se a combinação de ligação que conduz ao melhor aproveitamento de cada um deles, respectivamente como transmissor e receptor de ondas S (ondas secundárias ou ondas de corte).

Segundo Vitali (2008) a grande vantagem dos *bender elements* consiste na capacidade de desenvolverem grandes deformações para excitação elétrica muito baixa, esta propriedade faz com que todo o movimento mecânico seja transferido ao solo.

As vantagens de realização de ensaios com os *bender elements*, segundo Ferreira (2008), são:

- a) grande versatilidade destes dispositivos e acessibilidade dos equipamentos quando comparados com as outras técnicas;
- b) baixo custo da instrumentação eletrônica e registro imediato dos resultados;
- c) simplicidade dos procedimentos de medição e de cálculo dos parâmetros do material ensaiado.
- d) capacidade de serem incorporados em quase todos os equipamentos correntes de ensaios, permitindo a realização de dois tipos de ensaios simultaneamente;
- e) possibilidade de comparação e correlação do módulo de distorção com outros parâmetros geotécnicos derivados de cada ensaio, durante todas as etapas de realização do ensaio.

O sistema de *bender elements* é instalado no cabeçote superior da amostra e no pedestal (base) do equipamento triaxial e penetram nas bases da amostra em aproximadamente quatro milímetros ($\approx 4,0$ mm). O transdutor emissor da onda instala-se no cabeçote superior e é excitado através da aplicação de uma voltagem, causando no mesmo, uma vibração normal à face do cabeçote, enviando a onda através da amostra.

A chegada da onda na outra extremidade da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é ilustrada em um osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido.

O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem da mesma, com o qual se pode calcular a velocidade da onda cisalhante.

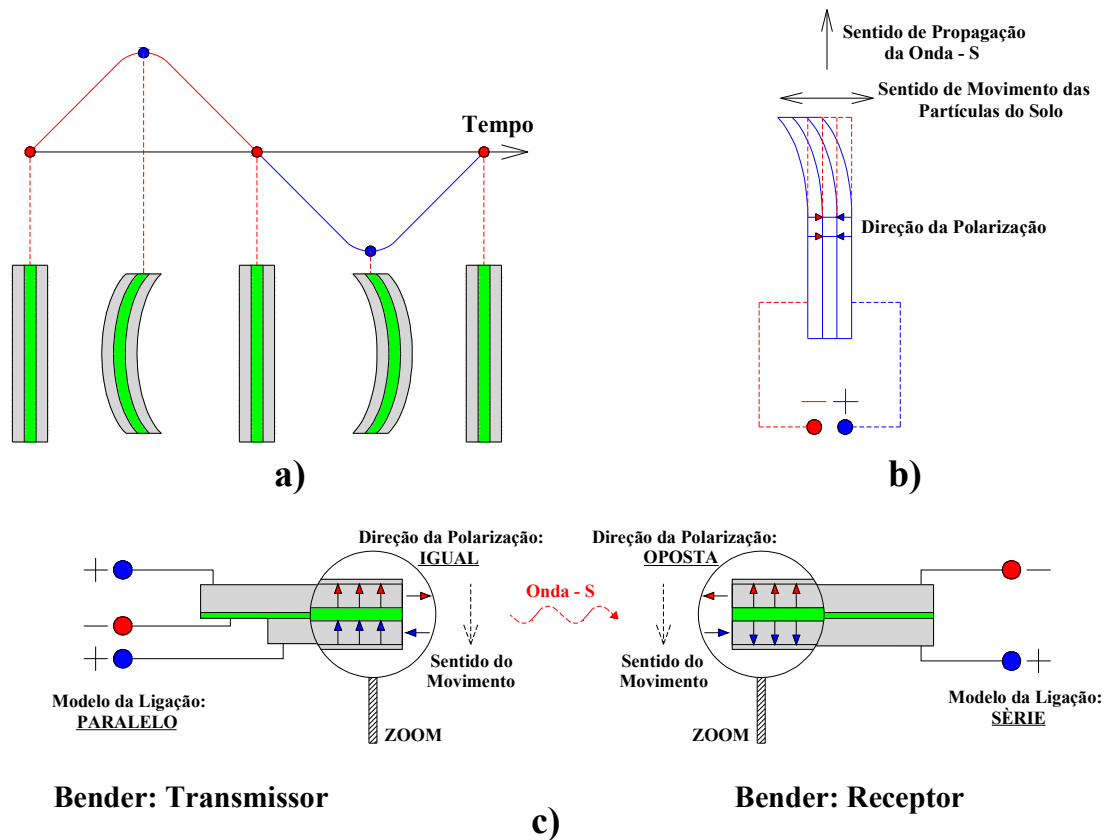


Figura 2.31 – Detalhes do funcionamento de um Bender Element: a) Polarização e deformação; b) Modelo de funcionamento e c) Esquema das ligações e polarização dos transdutores

Os *extender elements* (elemento ou transdutor de extensão) são transdutores idênticos aos *bender elements* e propagam ondas P, por meio de uma alteração sutil no modo de ligação das placas piezocerâmicas relativamente à direção de polarização, usado nos transdutores anteriores. Ao se inverter esta relação altera-se o movimento de formação do transdutor e, conseqüentemente, a natureza da onda volumétrica propagada (FONSECA & FERREIRA, 2001). Segundo os autores, esta descoberta, curiosamente acidental, permitiu rapidamente o desenvolvimento de um transdutor combinado, designado de *bender/extender elements*, no qual é possível a alternância dos módulos de ligação e, daí, se conseguem enviar e receber ambas as ondas. Nas Figuras 2.31 e 2.32 também ilustra-se os diagramas de combinações que melhor proporciona o desempenho de cada transdutor relativamente à sua função.

Até o presente momento descreveu-se a definição do módulo de distorção, os fatores que o influenciam e as maneiras de como pode-se obter o mesmo tanto *in situ* quanto no laboratório, entretanto, não se descreveu a maneira de calcular o mesmo. Para calcular o módulo de distorção e o módulo confinado faz-se necessário determinar o tempo de chegada de uma onda sísmica, respectivamente uma onda de corte (onda S) e de uma onda de extensão/compressão (onda P). No

tópico a seguir descreve-se de maneira sucinta os tipos de ondas sísmicas e as expressões matemáticas utilizadas para calcular os parâmetros elásticos tais como o módulo de distorção, o módulo confinado e o coeficiente de Poisson.

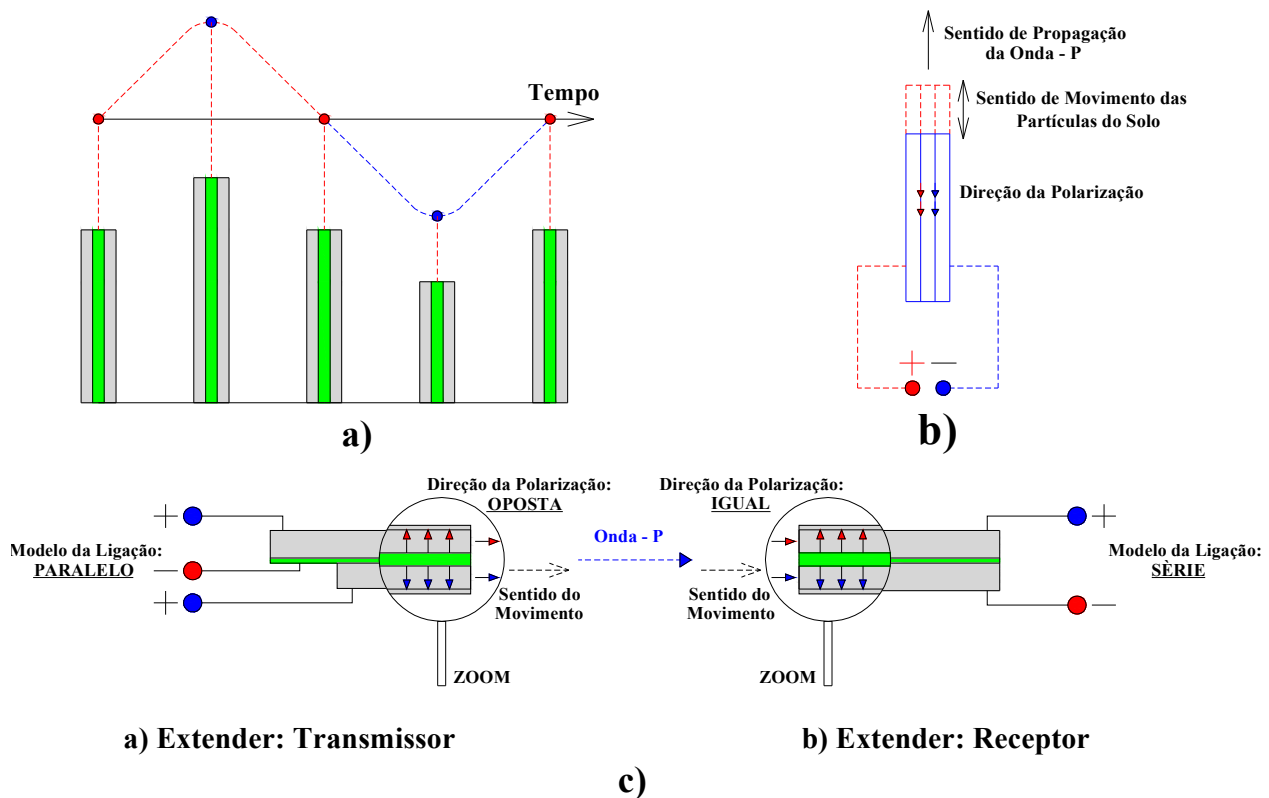


Figura 2.32 – Detalhes do funcionamento de um Extender Element: a) Polarização e deformação; b) Modelo de funcionamento e c) Esquema das ligações e polarização dos transdutores

→ Ondas Sísmicas

Uma onda sísmica consiste numa vibração que se propaga através da Terra, geralmente como consequência de um sismo, ou devido a uma explosão. A natureza das ondas elásticas e as condições que elas se desenvolvam permitem o seu uso na exploração do perfil de rigidez dos solos. Foi o estudo das trajetórias e das velocidades das diversas ondas procedentes dos terremotos que contribuiu para a correção do “atual modelo de Terra”. Por exemplo, um terremoto emite um certo número de ondas. Uma é simplesmente uma onda sonora que faz vibrar os materiais terrestres na direção da trajetória das ondas, trata-se, portanto, de uma onda longitudinal. Esta onda é a mais rápida e consequentemente a primeira a alcançar os observatórios que registram os terremotos, pelo que é chamada onda P (do inglês Primary). Um pouco mais tarde, as ondas de maior lentidão, nas quais os materiais vibram perpendicularmente à trajetória das ondas, chegam aos observatórios. São as ondas S (do inglês Secondary).

Seguem-se longas séries de ondas que passaram ao longo da superfície ao invés de atravessar a terra (como as ondas P e S), e que são conhecidas pelo nome de seus descobridores, ondas Rayleigh & Love. Torna-se evidente que, através de toda uma rede de observatórios no mundo e comparando-se os tempos das chegadas das diferentes ondas aos diferentes observatórios, não só é possível situar o local em que ocorreu o terremoto (epicentro), como determinar o momento da ocorrência, bem como o tempo empregado pelas ondas para alcançar os diversos observatórios. Deste modo pode-se calcular a velocidade de propagação das ondas em diversas profundidade da terra.

Como citado, a propagação das ondas sísmicas em meio sólido pode ser classificada em quatro tipos: primária, secundarias, Love e Rayleigh, descritas a seguir seu cálculo:

- Onda Primária

Uma onda primária também conhecida por outros nomes tais como, onda de compressão, onda longitudinal, onda P (do inglês Primary) e onda de dilatação, são ondas que se propagam através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda (Figura 2.33). Este movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direção, não ocasionado quaisquer rotações. Assim pode-se afirmar que estas possuem apenas um grau de liberdade (ELMORE & HEALD, 1969).

A velocidade de propagação das ondas P é a mais elevada dentre todas as ondas sísmicas, entretanto, não são destrutivas como as ondas S e sua velocidade é, em geral, ligeiramente inferior ao dobro da velocidade da ondas S.

A velocidade de propagação da onda de compressão (V_p) depende diretamente das características do meio, assumido como elástico infinito, homogêneo e isotrópico onde se propaga. A expressão matemática que indica essa dependência encontra-se detalhada a seguir:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (\text{Equação 2.37})$$

Onde:

- V_p = velocidade de propagação da onda P, obtida dividindo a distância entre os transdutores pelo tempo gasto para a onda sair do transdutor emissor e chega ao transmissor receptor.
- E = Módulo de elasticidade também conhecido como módulo de Young;
- ν = coeficiente de Poisson;

- M = Módulo confinado;

- ρ = massa específica, em algumas bibliografias este parâmetro é tido como a massa específica natural do material, em outras referências é denominada massa volúmica do material, dada por

$\rho = \frac{\gamma_{Nat}}{g}$, e em outros trabalhos este parâmetro é calculado fazendo-se uso do seguinte formulação:

$$\rho = \frac{\gamma_{Nat}}{g} \cdot \frac{1}{1 + e},$$

Onde:

- γ_{Nat} = peso específico natural do material;

- g = aceleração da gravidade;

- e = índice de vazios.

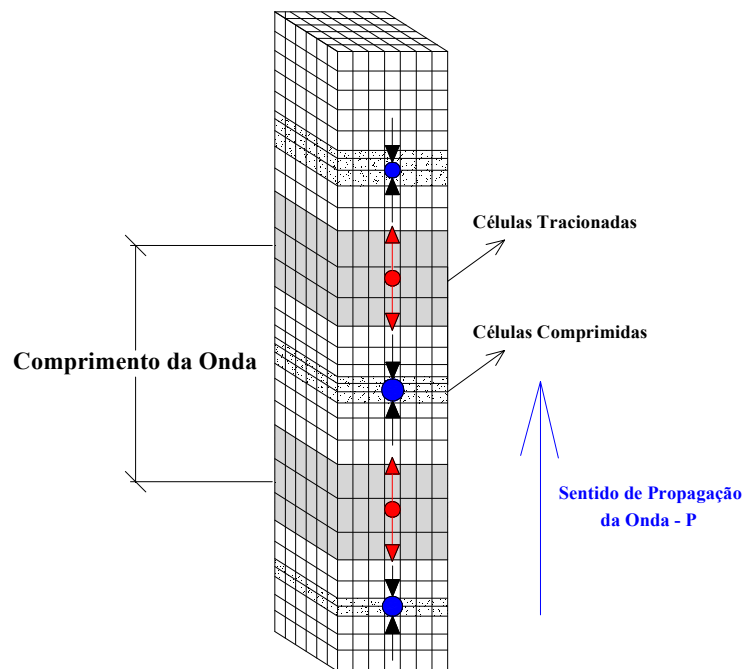


Figura 2.33 – Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda P

Constata-se atualmente que as velocidades das ondas P podem contribuir significativamente para o projeto geotécnico na avaliação da saturação e consequentemente na verificação do potencial de liquefação (BEDIN, 2010). Ishihara *et al.* (2001) e Yang (2002) têm demonstrado a sua aplicabilidade e relevância na caracterização dos solos, contrariando as perspectivas inicialmente limitadas das ondas P. As vantagens de utilização das velocidades da onda P como parâmetro

confiável para identificação do grau de saturação e da resistência à liquefação podem ser consideradas a dois níveis:

- A medida *in situ* V_p é considerada um processo de nível de credibilidade idêntico ao processo laboratorial (BEDIN, 2010);
- a velocidade V_p pode ser medida no campo e em laboratório, enquanto outras propriedades como o valor de $\bar{B}$ de Skempton ou grau de saturação não podem ser medidas *in situ*, assim, a velocidade das ondas P pode ser usada como meio para identificar condições de estado de corpos de prova de laboratório e dos maciços *in situ*, relacionando-a com o grau de saturação (YANG, 2002);

Durante o processo de saturação, enquanto o parâmetro $\bar{B}$ vai crescendo lentamente à medida que as tensões totais aumentam, os valores das velocidades das ondas P mantêm-se praticamente constantes até os últimos níveis de tensões, onde sofrem um crescimento acentuado, aproximando-se rapidamente dos valores próximos da velocidade de propagação do som na água (aproximadamente 1500 m/s). A relação teórica entre os valores das velocidades das ondas P e os parâmetros de saturação foi deduzida por Ishihara *et al.* (2001) e Yang (2002) cuja forma final detalha-se pela seguinte expressão matemática:

$$V_p = \left[\frac{\frac{4G}{3} + \frac{k_b}{(1-\bar{B})}}{\rho} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Equação 2.38})$$

Onde:

- G = módulo de distorção ou de cisalhamento do solo;
- $\bar{B}$ = parâmetro de Skempton que avalia o grau de saturação;
- k_b = módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo, definido pela seguinte expressão:

$$k_b = \frac{2.G.(1+\nu)}{3.(1+2.\nu)} \quad (\text{Equação 2.39})$$

Onde:

- ν = coeficiente de Poisson

- Onda Secundária

Uma onda secundária também conhecida por outros nomes tais como, onda de cisalhamento, onda transversal, onda S e onda de corte, são ondas que se propagam no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas. A direção do movimento das partículas é perpendicular à direção de propagação da onda, podendo distinguir-se duas formas independentes de movimento, consoante a sua direção de polarização: as ondas SH (horizontalmente polarizadas) e as ondas SV (verticalmente polarizadas). Sendo assim, as ondas S admitem dois graus de liberdade (ver Figura 2.34).

De acordo com Vitali (2008) este tipo de onda provoca alterações morfológicas do meio e sua amplitude é maior que a das ondas P. Determinando-se a distância percorrida pela onda e o tempo gasto para realizar o respectivo percurso, pode-se determinar a velocidade da onda.

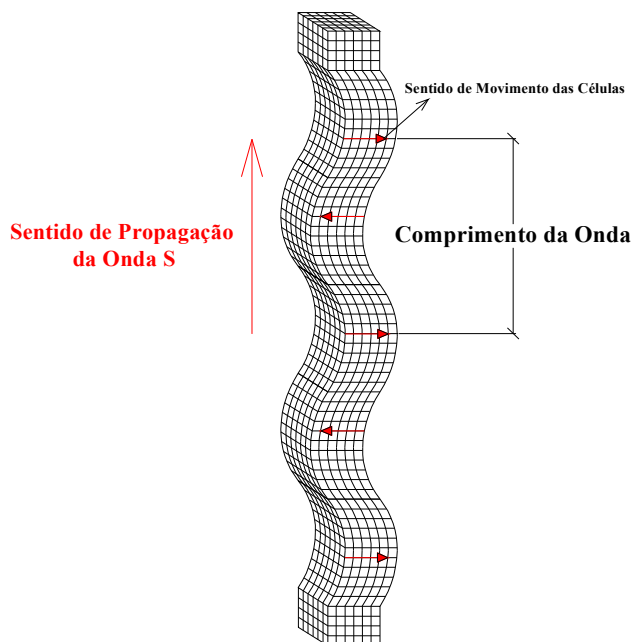


Figura 2.34 – Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda S

Conhecida a massa específica do meio (ρ), é possível determinar o módulo de distorção ($G_{Máx}$) multiplicando o quadrado da velocidade da onda (V_s^2) pela massa específica do meio, conforme equação a seguir:

$$G_{Máx} = \rho \cdot V_s^2 \text{ (Equação 2.40)}$$

Conhecendo-se a velocidade da onda de compressão e de cisalhamento é possível calcular o coeficiente de Poisson (ν), conforme equacionamento matemático a seguir.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 2} \quad (\text{Equação 2.41})$$

Obtido o coeficiente de Poisson pode-se determinar o módulo de Young utilizando as seguintes expressões:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (\text{Equação 2.42})$$

$$e V_s = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho} \cdot \frac{(1)}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{Equação 2.43})$$

As ondas de compressão e de corte são independentes de fatores secundários como a história de tensões do solo, relacionando-se estritamente com a estrutura e com as condições de estado. A aplicação direta dessas velocidades permite a caracterização do comportamento elástico do solo (VITALI, 2008). Segundo Love (1927) citado por Vitali (2008), estes dois tipos de ondas são os únicos possíveis num meio infinito, quando a perturbação inicial está limitada a uma zona interna infinita.

- Onda Rayleigh

As denominadas ondas Rayleigh receberam este nome devido ao pesquisador que as identificou Lord Rayleigh (DOHR, 1974). Na onda Rayleigh verifica-se que o movimento de vibração das partículas se processa verticalmente na direção contrária à propagação da própria onda, ainda com a particularidade de o movimento das partículas apresentarem formato elíptico.

Este tipo de onda apenas ocorre na superfície ou próximo à superfície do semi-espaço elástico, sendo desenvolvida por uma perturbação na superfície ou em consequência de vibrações produzidas seja pela onda de compressão (onda P) ou pela onda de cisalhamento (onda S). As ondas internas propagam-se radialmente ao longo da frente da onda esférica enquanto as ondas superficiais se propagam através de rotações sobre elas próprias nas bordas dos meios de propagação (AMARAL, 2009). Na Figura 2.35 ilustra-se o comportamento desenvolvido pelo maciço quando da propagação da onda Rayleigh.

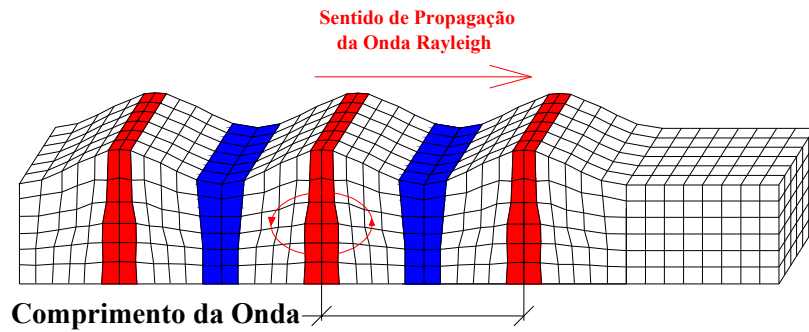


Figura 2.35 – Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda Rayleigh

- Onda Love

A onda Love é também um tipo de onda superficial, entretanto, desenvolve comportamento diferente da onda Rayleigh no maciço onde se propaga. Este tipo de onda apresenta um movimento de vibração das partículas estritamente horizontal e perpendicular ao movimento de propagação (AMARAL, 2009). Na Figura 2.36 detalha-se o comportamento obtido do maciço quando da propagação de uma onda Love em sua superfície.

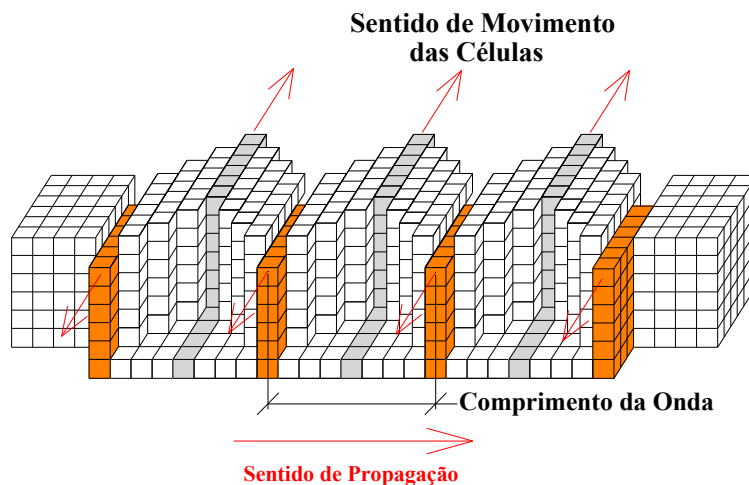


Figura 2.36 – Detalhes da deformação desenvolvida em um maciço quando da propagação de uma Onda Love

2.7.5 – Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura Utilizando o Scanner Electronic Microscopy (SEM) da PHENOM

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) é a técnica de caracterização microestrutural mais versátil disponível atualmente, encontrando aplicações em diversas áreas de conhecimento, tais como: engenharia, geologia, biologia, odontologia, farmácia, química, física, medicina e metalurgia.

O desenvolvimento de novos materiais tem exigido um número de informações bastante detalhado das características microestruturais só possível de ser observado na MEV. Pode-se afirmar que onde existe o desenvolvimento de novos materiais, também existe a necessidade de uma MEV para as observações microestrutural.

Segundo Maliska (2012) na MEV os sinais de maior interesse para a formação de imagens são os elétrons secundários e os retroespalhados. À medida que o feixe de elétrons primários vai varrendo a amostra estes sinais vão sofrendo modificações de acordo com as variações da superfície. Os elétrons secundários fornecem imagem de topografia da superfície da amostra e são os responsáveis pela obtenção das imagens de alta resolução, já os retroespalhados fornecem características de variação de composição.

Outra característica importante do microscópio eletrônico de varredura é a aparência tridimensional da imagem das amostras, resultado direto da grande profundidade de campo. Permite, também, o exame em pequenos aumentos e com grande profundidade e foco, o que é extremamente útil, pois a imagem eletrônica complementa a informação dada pela imagem óptica (DEVADID, COMES & MACHADO, 2007).

Um microscópio eletrônico de varredura é composto basicamente pelos seguintes componentes: coluna ótico-eletrônica, que consiste num canhão de elétron e sistema de demagnificação, unidade de varredura, câmara da amostra, sistema de detectores e sistema de visualização de imagens. Na Figura 2.37 ilustra-se um desenho esquemático de um MEV.

Conhecida a importância da técnica de microscopia eletrônica de varredura, são inúmeras as suas aplicações em diferentes campos da ciência e engenharia. Seu custo, hoje relativamente baixo, e aliado à extrema simplicidade operacional dos sistemas digitais em ambiente WindowsTM e possibilidade de integração com sistemas de análises de imagens, tem sido responsáveis pela significativa difusão desta técnica no país a partir dos anos 90 (KAHN, 2012).

Algumas das principais aplicações na área de engenharia são:

- Análise micromorfológica, incluindo estudos de fratura, morfologia de pós, etc;
- Análises de texturas e quantificação de fases com números atômicos distintos;
- Identificação/composição química de fases presentes em uma amostra;
- Estudos de liberação de minérios (conjugado com sistemas de análise de imagens), etc.

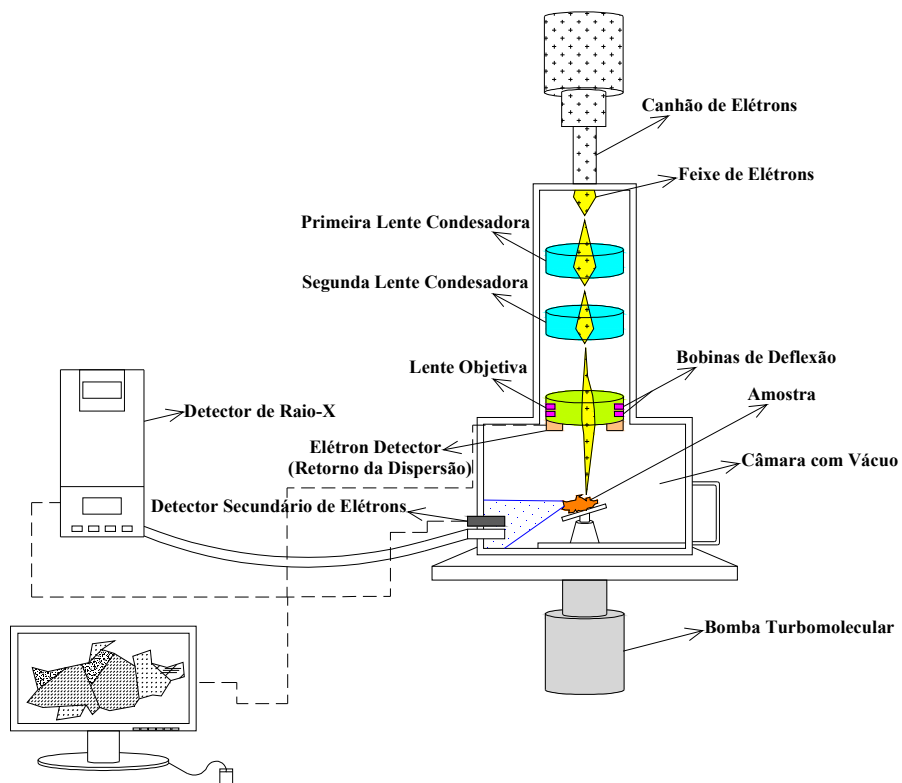


Figura 2.37 – Exemplo de funcionamento de um MEV

CAPÍTULO III: PROGRAMA EXPERIMENTAL & METODOLOGIA APLICADA PARA O DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

No presente capítulo são descritos dois tópicos considerados de extrema importância para o desenvolvimento da tese.

O primeiro tópico está relacionado ao programa experimental adotado para o desenvolvimento do trabalho. Nele detalham-se por meio de subtópicos: os fatores de influência analisados na pesquisa e as oito etapas desenvolvidas do programa experimental, iniciando desde a coleta das amostras no campo, realizadas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti, até a realização dos ensaios com solo-cimento-fibra realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Para cada etapa do programa experimental foi realizado um programa de ensaios que se iniciou a partir da caracterização do material coletado até os ensaios de análise do comportamento mecânico da mistura de solo-cimento-fibra.

No segundo tópico, objetivando facilitar o entendimento dos procedimentos desenvolvidos dos ensaios realizados na tese, descreveram-se de maneira bastante detalhada os processos de operações dos equipamentos, principalmente os que foram realizados no laboratório de geotecnia da FEUP por se tratarem de ensaios especiais.

3.1 – Programa Experimental Adotado para Desenvolvimento da Pesquisa

3.1.1 – Fatores de Influência Analisados na Pesquisa

Diversos autores destacam que o comportamento tensão-deformação de compósitos cimentados reforçados com fibras é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (percentual de cimento, granulometria, índice de vazios e umidade) quanto ao reforço (módulo de elasticidade, comprimento, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato).

Embora todos os fatores citados sejam importantes, esta pesquisa restringiu-se apenas ao estudo da influência de dois elementos pertencente ao reforço: variação no teor e no comprimento das fibras.

Para uma melhor organização e definição das variáveis relevantes no presente estudo, as mesmas foram classificadas em três grupos: investigadas, fixas e de resposta.

a) Variáveis investigadas: são aquelas variáveis que tiveram alguma de suas características alteradas, (por exemplo, tamanho, teor, tipo, forma, tempo, etc) para observar sua influência no comportamento de algum parâmetro analisado. No presente trabalho as variáveis investigadas foram:

- Teor de fibra: os teores adotados na presente pesquisa foram 0,25, 0,50 e 0,75%, em relação à massa de solo + cimento total seca;
- Comprimento das Fibras: os tamanhos adotados foram de 6 e 24 mm;

b) Variáveis fixas: definem-se como variáveis fixas aquelas variáveis que permanecerão inalteráveis ao longo da análise experimental. No presente trabalho as variáveis fixas foram:

- Tipo de solo: o solo utilizado no estudo foi classificado como sendo uma areia argilosa (SC) pertencente à Formação geológica Barreiras;
- Tipo de agente cimentante: o agente cimentante utilizado na pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI);
- Teor de agente cimentante: durante a realização da pesquisa utilizou-se apenas um único teor de cimento. Esse teor foi caracterizado como teor ótimo, definido como aquela quantidade de cimento que incorporado ao solo forneceu ao mesmo uma resistência mínima à compressão simples de 2,10 MPa após sete (07) dias de cura, conforme procedimentos contidos na norma NBR-12253/1992. O teor de cimento encontrado o qual satisfazia essa respectiva condição de resistência, utilizando o tempo de cura, densidade seca máxima e umidade ótima, especificados a seguir, foi de 5,0 % em relação à massa de solo total seca;
- Tempo de cura: o tempo de cura dos corpos de prova estabelecido na presente pesquisa foi de dezenove (19) dias, no interior de uma câmara úmida. Em seguida, os mesmos foram imersos em água durante 48 horas (com o objetivo de reduzir o efeito da sucção) e em seguida ensaiados.
- Tipo de fibra: a fibra utilizada foi de polipropileno do tipo monofilamento cedida pela Empresa Maccaferri/Brasil
- Densidade da mistura: a densidade da mistura foi mantida constante em todas as realizações dos ensaios com valor igual ao determinado no ensaio de compactação na energia de Proctor intermediário, obtida apenas pelo solo no seu estado natural, ou seja, $\gamma_{\text{Seco}} = 1,980 \text{ g/cm}^3$.
- Umidade de moldagem: a umidade de moldagem da mistura foi mantida constante em todas as realizações dos ensaios com valor igual ao determinado no ensaio de compactação na energia de Proctor intermediário para o solo puro, ou seja, 11 %;

c) Variáveis de resposta: de acordo com Casagrande (2001) variáveis de resposta são grandezas mensuráveis utilizadas para representar as características de comportamento do objeto de estudo. Assim, as variáveis de resposta empregadas na análise do comportamento das misturas na presente pesquisa, foram as descritas na Tabela 3.1, de acordo com o ensaio realizado.

Tabela 3.1 – Definição das variáveis de resposta em função do tipo de ensaio realizado

Tipos de Ensaios	Variável de Resposta	Unidade
1) Compressão Simples	- Resistência à Compressão não Confinada	kPa
	- Extensão Axial Máxima de Ruptura	Adimensional
	- Módulo de Elasticidade Tangente Inicial	kPa
2) Durabilidade	- Perda de Massa	%
3) Tração por Compressão Diametral	- Resistência à Tração por Compressão Diametral	kPa
	- Módulo de Elasticidade	kPa
	- Coeficiente de Poisson	Adimensional
4) Triaxial Estático (CID)	- Resistência de Pico e Pós-Pico	kPa
	- Ângulo de Volume Constante	Graus (⁰)
	- Ângulo de Dilatância	
	- Ângulo de Atrito de Pico	
	- Coesão	kPa
	- Módulo de Deformabilidade Secante	GPa
	- Módulo de Deformabilidade Tangente	MPa
5) Triaxial Cíclico	- Módulo de Resiliência	MPa
	- Deformação Permanente	%
6) Sísmicos de Laboratório	- Velocidade da Onda Primária (Onda P)	m/s
	- Velocidade da Onda Secundária (Onda S)	
	- Módulo Confinado (M0)	MPa
	- Módulo Cisalhante (G0)	
	- Coeficiente de Poisson	Adimensional

3.1.2 – Etapas do Programa Experimental

Para realização da pesquisa, de maneira objetiva e organizada, foi estabelecido o desenvolvimento de um programa experimental que foi executado em oito etapas, descritas a seguir:

1ª Etapa do Programa Experimental: a primeira etapa do programa experimental consistiu na escolha do local mais representativo possível do solo existente no subleito da estrada mais trafegada existente na área do PMAHC, para coleta de amostras do tipo deformada e indeformada.

2ª Etapa do Programa Experimental: a segunda etapa consistiu na realização de ensaios julgados essenciais para caracterização das propriedades geotécnica e de comportamento mecânico do solo no estado puro.

Todos os ensaios realizados nesta etapa foram desenvolvidos no *Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE / Campus: Recife-PE*. Os ensaios realizados nesta fase e suas respectivas quantidades encontram-se detalhados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização geotécnica e de comportamento mecânico, realizados para o solo puro desta pesquisa

Tipo de Ensaio	Quantidade
1) Granulométrico (Peneiramento e Sedimentação)	1
2) Limite de Liquidez	1
3) Limite de Plasticidade	1
4) Massa Específica dos Grãos de Solo	1
5) Dispersibilidade Pela Sedimentação Comparativa	1
6) Crumb Test (Torrão)	1
7) Permeabilidade	1
8) Compactação	3
9) Cisalhamento Direto (Inundado)	4
10) Curva Característica	1
11) Potencial de Colapso	2
12) Expansão Livre	1
13) Classificação MCT	1
Total de Ensaio	19

3ª Etapa do Programa Experimental: na terceira etapa do programa experimental foi desenvolvido um estudo, por meio da realização de ensaios de compressão simples e com base nos procedimentos contidos na NBR-12253 (ABNT 1992) e de trabalhos acadêmicos, da influência do teor de cimento e da energia de compactação aplicada na resistência da mistura do solo-cimento.

Por meio da relação desenvolvida foi possível determinar, para o solo estudado, a resistência que o mesmo poderia adquirir quando se aplicava determinada energia de compactação e utilizava-se um determinado teor de cimento.

Nos ensaios de compressão simples foram utilizados corpo de prova cilíndricos de 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura, moldados com umidade ótima e densidade máxima seca determinadas por meio do ensaio de compactação, nas energias do Proctor normal, intermediário e modificado para o solo puro.

Para cada par de parâmetros obtidos da curva de compactação ($\gamma_{\text{Seco Máxima}}$ e $W_{\text{Ótima}}$) aplicando as energias de compactação citadas, foram utilizados os teores de 3,0; 4,0; 5,0 e 6,0 %, de cimento em peso em relação à massa de solo. Estes teores foram escolhidos por estar geralmente na faixa de teores utilizados para melhoramento de solo na pavimentação.

Considerando os quatros teores adotados de cimento, as três condições de massa específica aparente seca e respectiva umidade ótima, e mais as três réplicas, para cada corpo de prova moldado, foram, fabricados um total de: 03 (energia de compactação aplicada) x 04 (teores de cimento utilizados) x 03 (número de réplicas de cada condição adotada) = 36 corpo de prova, com $\phi = 5,0$ cm e $H = 10,0$ cm.

O período de cura estabelecido para os corpo de prova foram de seis dias em câmara úmida, e 24 horas de imersão em um recipiente contendo água destilada a temperatura ambiente. Em seguida os corpo de prova foram secos superficialmente e levados ao rompimento a uma velocidade de aplicação de deformação de 1,00 mm/minuto.

O objetivo da imersão dos corpo de prova em um recipiente contendo água destilada, vinte e quatro (24) horas antes de serem levados ao rompimento, consiste em eliminar o efeito da sucção matricial na resistência à compressão simples por meio da saturação da amostra, representando, uma situação crítica encontrada na prática.

Ao realizar o processo de saturação pelo procedimento da imersão dos corpos de prova, em geral, os baixos valores encontrados para a sucção permitem considerar que a mesma não tenha influência relevante na resistência à compressão simples do solo-cimento, e que seu efeito seja desprezado. Por exemplo, Cruz (2008) obteve um valor para a sucção, em média, 1,65% da RCS, o que permitiu desprezar o seu efeito, Vitali (2008) obteve um valor médio para a sucção em torno de 1,11% da RCS, o autor admitiu, portanto, não haver influência significativa da sucção na RCS, Silva *et al.* (2009) estudando as propriedades de resistência e rigidez de um solo-cimento granítico, obtiveram também, em média, valores de sucção bastante baixos correspondente a 1,10% da RCS.

Foppa *et al.* (2007) comentam que o processo de imersão dos corpo de prova 24 horas antes da realização do ensaio de compressão simples se mostrou satisfatório no aumento e uniformização do grau de saturação das suas amostras que ficaram em torno de 87%, independentemente da porosidade inicial ou do teor de cimento utilizado. Os baixos valores de sucção (sucção < 100 kPa) encontrados pelos autores permitiram desconsiderar a sucção nas análises das variáveis investigadas.

Em se tratando do tipo de cimento utilizado na pesquisa, adotou-se o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI), e a justificativa da escolha deste tipo de cimento esta no fato do seu acelerado ganho de resistência, pois, o mesmo consegue adquirir em apenas 07 dias de cura 80 à 90 % da sua resistência obtida aos 28 dias utilizando um cimento comum.

Essa característica permite que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios de RCS seja de 07 dias evitando, um longo período de realização dos ensaios, estabelecidos no programa experimental, diante da quantidade a ser realizada.

Para cada teor de cimento adotado, moldavam-se três (03) corpo de prova. Como critério de aceitação do ensaio, admitiu-se que as resistências individuais dos três corpo de prova, considerados idênticos, não fossem superiores ou inferiores a 10 % da resistência média desse conjunto (NBR-1225/1992).

Definiu-se como teor de projeto, aquela quantidade de cimento que incorporado ao solo forneceu uma resistência a compressão simples mínima de 2,10 MPa após as condições de moldagem, cura e rompimento estabelecidas de acordo com os procedimentos descritos na NBR-12253 (ABNT 1992)

Nesta presente fase do programa experimental foram analisadas as seguintes relações:

- a) Efeito da variação do teor de cimento na resistência do solo-cimento;
- b) Efeito da variação da porosidade na resistência do solo-cimento;
- c) Relação Vazios/cimento na resistência do solo-cimento;
- d) Relação entre a resistência à compressão simples e a razão – porosidade/volume de cimento.

Neste etapa todos os ensaios realizados foram desenvolvidos no *Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE / Campus: Recife-PE*.

4ª Etapa do Programa Experimental: na quarta etapa, após fixar as condições dos parâmetros de projeto (densidade seca máxima = 1,980 g/cm³, umidade ótima = 11,0 % e teor de cimento = 5,0 %) que forneciam a resistência mínima à compressão simples de 2,1 MPa conforme especificação da NBR-12253/1992, foi dado início ao estudo da influência do teor e do comprimento das fibras poliméricas no comportamento mecânico da mistura do solo-cimento.

Nesta etapa foram utilizados os teores de 0,25; 0,50 e 0,75 % das fibras em peso em relação ao peso total do solo + 5,0 % de cimento. Em se tratando dos comprimentos das fibras foram utilizados dois diferentes comprimentos, 6 mm e 24 mm.

Para analisar as seis condições de solo-cimento-fibra desenvolvidas, recorreu-se a realização de ensaios convencionais realizados na pavimentação para verificar os critérios da resistência mecânica dos materiais.

Portanto, nesta etapa optou-se por realizar os ensaios de: compressão não confinada, tração por compressão diametral e durabilidade. Também realizou-se ensaios de compressão simples nos corpos de prova após serem submetidos ao ensaio de durabilidade.

A justificativa da utilização do ensaio de compressão simples no estudo do comportamento mecânico do solo-cimento-fibra, reside no fato da camada de revestimento primário situar-se numa posição muito superficial de tal modo que a pressão confinante se torne desprezível e a tensão de compressão, provocada pelas rodas dos veículos diretamente sobre a camada, bastante influente.

O ensaio de compressão simples é um ensaio bastante difundido no estudo de materiais cimentados (incluído também nos critérios de especificações), que consiste na aplicação de um carregamento crescente de compressão axial, sem pressão de confinamento, em corpos de prova cilíndricos, preferencialmente com altura de pelo menos duas vezes seu diâmetro ($h = 2.\phi$).

Devido aos esforços de flexão se desenvolverem na camada de revestimento, justifica-se, portanto, a necessidade da realização do ensaio de tração por compressão diametral, na avaliação do comportamento mecânico da mistura.

Por ser uma camada externa (diferente da camada de base ou sub-base que se encontra protegida pelo revestimento asfáltico ou de concreto), o revestimento primário encontra-se submetido à ação das condições climáticas do ambiente em que foi construído, nesse sentido é necessário analisar a sua resistência diante dos agentes externos que atuam sobre ele, portanto, justifica-se a necessidade da realização do ensaio de durabilidade no presente estudo.

Nesta fase do programa experimental foram analisadas as seguintes relações:

- a) Resistência à compressão não confinada versus teor e comprimento das fibras;
- b) Índice de vazios versus teor e comprimento das fibras;
- c) Volume de vazios versus teor e comprimento das fibras;
- d) Módulo de elasticidade tangente inicial (e_i) versus teor e comprimento das fibras;
- e) Extensão axial (e_i) versus teor e comprimento das fibras;
- f) Resistência à compressão simples versus índice de vazios dos compósitos;
- g) Análises dos resultados do ensaio de durabilidade;
- h) Resistência à compressão simples após a realização do ensaio de durabilidade versus teor e comprimento das fibras;

- i) Índice de vazios após a realização do ensaio de durabilidade versus teor e comprimento das fibras;
- j) Volume de vazios após a realização do ensaio de durabilidade versus teor e comprimento das fibras;
- l) Módulo de Elasticidade tangente inicial (e_t) após a realização do ensaio de durabilidade versus teor e comprimento das fibras;
- m) Extensão axial (e_s) após a realização do ensaio de durabilidade versus teor e comprimento das fibras;
- n) Análises dos resultados da resistência à tração por compressão diametral.

Os ensaios desenvolvidos nesta etapa foram todos realizados no laboratório de geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) em Portugal sob orientações dos Professores António Joaquim Pereira Viana da Fonseca (FEUP) e Roberto Quental Coutinho (UFPE). Na Tabela 3.3 detalham-se os tipos de ensaios realizados com suas respectivas quantidades.

Tabela 3.3 – Tipos de ensaios e suas respectivas quantidades na etapa 4 deste estudo

Dosagem da Mistura:	Tipos de Ensaios				Total de Ensaios
	Compressão Simples (CS)		Tração Diametral (TD)	Durabilidade (D)	
	Sem Ciclo	Com Ciclo			
Solo-Cimento + 0,00 % de FibroMac	3	3	2	1	9
Solo-Cimento + 0,25 % de FibroMac-6	3	3	2	1	9
Solo-Cimento + 0,25 % de FibroMac-24	3	3	2	1	9
Solo-Cimento + 0,50 % de FibroMac-6	3	3	2	1	9
Solo-Cimento + 0,50 % de FibroMac-24	3	3	2	1	9
Solo-Cimento + 0,75 % de FibroMac-6	3	3	2	1	9
Solo-Cimento + 0,75 % de FibroMac-24	3	3	2	1	9
Totais de Ensaios por Tipo	21	21	14	7	63

Onde:

- 3 e 2 = representam a quantidade de corpo de prova moldados por tipo de mistura para realização de cada tipo de ensaio;
- Solo-Cimento + 0,00 % de FibroMac = solo + 5,0 % de cimento;
- Solo-Cimento + 0,25 % de FibroMac-6 = solo + 5,0 % de cimento + 0,25 % das fibras de comprimento igual a 6 mm;

- Solo-Cimento + 0,75 % de FibroMac-24 = solo + 5,0 % de cimento + 0,75 % das fibras de comprimento igual a 24 mm.

5ª Etapa do Programa Experimental: na quinta etapa, foram analisadas a influência de cada tipo de material incorporado ao solo nos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb por meio da realização do ensaio triaxial estático do tipo consolidado isotropicamente drenado.

Foram, realizados ensaios com os seguintes materiais: solo puro, solo + 0,75 % de FibroMac de 24 mm, solo + 5,00 % de cimento e solo + 5,00 % de cimento + 0,75 % de FibroMac de 24 mm. Utilizou-se um teor e um comprimento de fibra por estes a apresentarem uma influência mais significativa nos resultados dos ensaios realizados na etapa anterior.

Nesta etapa os corpos de prova foram submetidos a uma velocidade constante de deformação igual a 0,01 mm/minuto, julgada suficiente para permitir a drenagem da água no interior do corpo de prova e não desenvolver excesso de poro-pressão contribuindo desta forma para o surgimento de um estado de tensão total e não efetivo, onde este último era o desejado. Todos os corpo de prova foram moldados com densidade e umidade de projeto definidos anteriormente na terceira etapa.

Para este tipo de ensaio foram analisadas as seguintes relações:

- a) Resistência última versus tipo de material e pressão de consolidação;
- b) Módulo de deformabilidade secante versus tipo de material e pressão de consolidação;
- c) Módulo de deformabilidade tangente versus tipo de material e pressão de consolidação;
- d) Equação de Mohr Coulomb versus tipo de material;
- e) Parâmetros de Mohr-Coulomb utilizando o gráfico da relação p' versus q ;
- f) Parâmetros de Mohr-Coulomb utilizando o gráfico da relação s' versus t ;
- g) Ângulos de dilatação e atrito crítico versus tipo de material.

Os corpos de prova utilizados tinham dimensões de $\phi = 7,0$ cm e $H = 12,0$ cm, e para cada tipo de mistura foram utilizados três tensões de consolidação, julgada a quantidade mínima possível para determinar a envoltória de Mohr-Coulomb. Estes ensaios também foram realizados no LabGeo da FEUP. Na Tabela 3.4 detalha-se a quantidade de ensaios triaxiais do tipo CID realizados ao final da presente pesquisa.

Tabela 3.4 – Detalhes da quantidade de ensaios triaxiais estáticos do tipo CID realizados nesta pesquisa

Tipo de Mistura:	Tensões de Consolidação - (kPa)				Total de Ensaios
	20	50	200	400	
Solo Puro	1	1	1	-	3
Solo + 5,00 % de Cimento	1	1	1	-	3
Solo + 0,75 % de FibroMac/24 mm	1	1	1	-	3
Solo + 0,75 % de FibroMac/24 mm + 5,00 % de Cimento	1	-	1	1	3
Totais de Ensaios por Tipo	4	3	4	1	12

6ª Etapa do Programa Experimental: Na sexta etapa, foram realizados ensaios triaxiais cíclicos com pressão de confinamento constante e com pressão de confinamento oscilante no modelo tipo fase com a tensão desvio, ambos drenados.

Neste tipo de ensaio tentou-se simular as condições mais realísticas possíveis, desenvolvidas pela variação do estado de tensão nos materiais das camadas de um pavimento quando da passagem de uma roda do veículo padrão.

Nesta etapa trabalhou-se com o solo puro e com as misturas de solo + 5,00 % de cimento e solo + 5,00 % de cimento + 0,75 % de FibroMac de 24 mm.

Para o solo no estado puro foi realizado apenas o ensaio triaxial cíclico com pressão de confinamento constante, pois foi impossível realizar as demais condições de ciclagem devido a limitação de pressão dos aparelhos, uma vez que o solo no estado puro necessitava de uma pressão de confinamento muito elevada para suportar a tensão desvio. Para as demais misturas, realizaram-se dois tipos de condições de ciclagem.

A primeira condição é a condição mais comumente realizada nos laboratório de pavimentação que consiste na variação da tensão desvio com a pressão confinante constante.

A segunda condição é a que mais se aproxima do estado de tensão desenvolvido in situ num pavimento. Nesta condição a pressão de confinamento aumenta conforme o aumento da tensão desvio e reduz conforme diminuição da tensão desvio. Este tipo de ciclagem denomina-se ciclagem modelo tipo fase e é um tipo de ensaio que requer equipamentos específicos para o objetivo destinado e que requer bastante detalhes na realização dos procedimentos.

Para este tipo de ensaio analisou-se as seguintes relações:

- Módulo de resiliência (MR) com pressão confinante constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) versus tipo de material;
- Deformação elástica com pressão confinante constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) versus tipo de material;

- c) Deformação permanente com pressão confinante constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) versus tipo de material (260.000 ciclos);
- d) Módulo de resiliência (MR) com pressão confinante variando em fase com a tensão desviatória ($\sigma_3 = \text{cte}$) versus tipo de material;
- f) Deformação elástica, deformação permanente e módulo resiliente versus trajetórias de tensão.

Todos estes tipos de ensaios também foram realizados no LabGeo da FEUP. Na Tabela 3.5 detalha-se a quantidade de ensaios triaxiais cíclicos realizados conforme modelos sucintamente descritos anteriormente.

Tabela 3.5 – Detalhes da quantidade de ensaios triaxiais cíclicos do tipo CID realizados neste pesquisa

Tipo de Mistura:	Condição da Variação de σ_3 em Relação σ_1		Total de Ensaio
	Constante	Fase	
Solo Puro	1	-	1
Solo + 5,00 % de Cimento	1	1	2
Solo + 5,00 % de Cimento + 0,75 % de FibroMac 24 mm	1	1	2
Totais de Ensaio por Tipo	3	2	5

7ª Etapa do Programa Experimental: Na penúltima etapa do programa realizaram ensaios sísmicos de laboratório utilizando dois tipos de transdutores, os ultrassônicos e os piezocerâmicos. O objetivo da realização destes tipos de ensaio consistiu em analisar a influência de cada tipo de material e das condições que ficaram submetidos no comportamento rígido dos mesmos no domínio das pequeníssimas deformações.

Estes ensaios foram realizados nos corpo de prova do ensaio de compressão simples, durabilidade e triaxial estático, além da realização de moldagem de alguns poucos corpos de prova exclusivamente para este tipo de ensaio.

Para este tipo de ensaio as seguintes relações foram analisadas:

- a) Velocidade da onda p e respectivo módulo confinado versus tempo de cura;
- b) Velocidade da onda s e respectivo módulo cisalhante versus tempo de cura;
- c) Coeficiente de Poisson versus tempo de cura;
- d) Velocidade das ondas primária e secundária e respectivos módulos confinado e cisalhante versus tempo de cura e tipo de material;

- e) Velocidades das ondas sísmicas e respectivos módulos versus tipo de material;
- f) Velocidade das ondas sísmicas e seus respectivos módulos versus deformação;
- g) Módulo confinado e cisalhante versus teor e comprimento das fibras;
- h) Comparação entre os módulos confinado e cisalhante para as misturas submetidas e não submetidas aos ciclos de molhagem e secagem do ensaio de durabilidade;
- i) Velocidade das ondas p e s versus grau de saturação.

Na Tabela 3.6 detalha-se a quantidade de leituras de ondas sísmicas realizadas durante o processo de realização de alguns ensaios e condições adotadas, ao longo do período de um ano de intercâmbio na FEUP.

Tabela 3.6 – Detalhes da quantidade de leituras de ondas sísmicas realizadas na presente pesquisa

Tipos de Ensaio e Condições de Análise:	Tipos de Transdutores Utilizados				Total de Ensaio
	Ultrassônicos		Piezocerâmicos		
	Onda P	Onda S	Onda P	Onda S	
1) Compressão Simples (Sem Durabilidade)	210	210	-	-	420
2) Compressão Simples (Com Durabilidade)	210	210	-	-	420
3) Tração Diametral	20	20	-	-	40
4) Ao Longo do Tempo de Cura do SC e SCF	120	120	-	-	240
5) Comparação Entre os Tipos de Materiais	60	60	-	-	120
6) Ao Longo da Deformação do Solo-Cimento	50	50	-	-	100
7) Durante o Processo de Saturação	-	-	104	104	208
Totais de Ensaio por Tipo	670	670	104	104	1548

8ª Etapa do Programa Experimental: Na última etapa do programa experimental realizou-se apenas um ensaio da análise microscópica das amostras de solo + 5,00 % de cimento e solo + 5,00 % de cimento + 0,75 % de FibroMac de 24 mm.

A análise microscópica teve como objetivo observar a estrutura microscópica de ambos os materiais após o processo de ruptura pelo ensaio triaxial estático, visto que a observação microscópica dos materiais fornece uma série de informações relevantes sobre a composição e a constituição estrutural dos mesmos.

Durante a fase de desenvolvimento e análise de materiais, quase sempre se torna necessário observar a sua microestrutura. Esta observação microestrutural é muito importante, pois permite: compreender as correlações: microestrutura → defeitos → propriedades, além de prever as propriedades do material quando estas correlações são estabelecidas.

3.2 – Metodologia Aplicada para o Desenvolvimento da Pesquisa

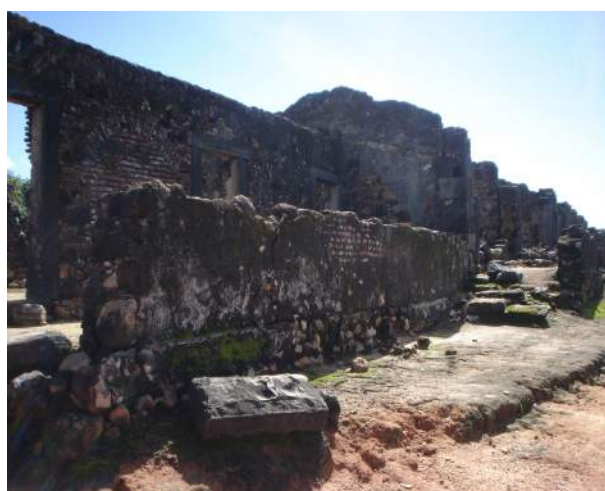
No presente tópico descreveram-se com detalhes as metodologias realizadas durante os desenvolvimentos dos ensaios de cada etapa do programa experimental.

3.2.1 – Metodologia da Primeira Etapa do Programa Experimental: Realização da Coleta de Amostras do Tipo Deformada & Indeformada

O local escolhido para coleta das amostras foi a estrada que liga a Vila de Nazaré aos monumentos: Forte Castelo do Mar e Quartel do Castelo do Mar (ver Figura 3.1), ambos inseridos numa área de preservação ambiental pertencente ao Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti (PMAHC), localizado no município do Cabo de Santo Agostinho distante 41 km da cidade do Recife. Próximo à estrada encontra-se também uma pequena atração turística conhecida por Pedra do Cogumelo.



a)



b)

Figura 3.1 – Atrações turísticas existentes no PMAHC: a) Forte Castelo do Mar e b) Quartel do Castelo do Mar

O motivo da escolha da referida estrada é que a mesma encontra-se atualmente com sua superfície de rolamento totalmente deteriorada devido ao surgimento de sulcos desenvolvidos pela ausência de um sistema de drenagem e pelo fato do solo do subleito ser susceptível ao processo erosivo. É possível que, em pouco tempo, a mesma tornar-se intrafegável devido ao aumento no surgimento dos sulcos e consequentemente a expansão do processo de ravinamento.

Outro motivo da escolha da referida estrada é que a mesma é bastante utilizada pelos turistas que visitam a área do PMAHC, uma vez que os monumentos citados são as mais belas atrações turísticas existentes no parque. Portanto, com base no exposto, a estrada que dá acesso a esses

monumentos deve permanecer em boas condições de trafegabilidade em todas as épocas do ano promovendo dessa maneira conforto e segurança aos visitantes.

Na Figura 3.2 apresenta-se a condição da superfície de rolamento da referida estrada, registrada no dia da coleta das amostras (14/07/2010).

As amostras, coletadas no mês de Julho de 2010, foram extraídas de um único local situado em um pequeno talude existente na lateral da plataforma da estrada, mais precisamente no lado direito, no sentido Vila de Nazaré → Forte Castelo do Mar.

O procedimento usual de coleta das amostras do tipo deformada, no estudo de identificação de solos e reconhecimento das camadas encontradas no subleito para projetos de estradas, é a extração de solos a cada 200 metros de espaçamento longitudinal, (devendo ser reduzido caso o solo do subleito seja heterogêneo), com profundidade variando entre 0,60 a 1,50 m abaixo da superfície atual de rolamento, ou do greide projetado para regularização, devendo ser aumentada ou diminuída quando forem previstas operações de raspagem ou aterro. Na presente pesquisa não realizou-se os procedimentos descritos com base nos seguintes argumentos:

- o local escolhido para coleta das amostras não interrompia o tráfego existente na estrada;
- o local escolhido facilitava a coleta das amostras, uma vez que não era preciso realizar um poço de inspeção de no mínimo 2,00 metros de lado com 1,00 de profundidade, como consequência o serviço de coleta foi bastante ágil;
- a realização de um poço de inspeção na plataforma da estrada contribuiria para o aumento da degradação da mesma pelo processo erosivo;
- o solo coletado no local escolhido é o mesmo do subleito da estrada.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.2 – Situação da superfície de rolamento: a) Baixo nível de serventia; b) Aumento no tamanho e na quantidade de ravinas; c) Ausência de um sistema de drenagem e d) Tentativa ineficiente de melhoramento do acesso

Por meio da Figura 3.3 a) apresenta-se o local escolhido para extração dos dois tipos de amostras, deformadas e indeformadas.

Para coletar as amostras, primeiramente foi realizada uma escavação em forma de um paralelepípedo, com 1,50 metros de corte avançando para dentro do pequeno talude da estrada, 1,50 metros de frente e 1,00 de profundidade (ver Figura 3.3 b)).

Após o término do processo de escavação, foi dado início à atividade de moldagem das amostras indeformadas conforme procedimentos contidos em Lyomasa (1999) e na NBR-9604/1986 – *Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retiradas de Amostras Deformadas e Indeformadas*.



a)



b)

Figura 3.3 – a) Local escolhido para coleta das amostras e b) Escavação realizada no pequeno talude existente na lateral da plataforma da estrada para início da atividade de coleta das amostras

Durante o processo de moldagem dos blocos indeformados, o material que era extraído ao redor dos blocos era acondicionado em sacos de nylon obtendo assim as amostras do tipo deformada (ver Figura 3.4 a)).

Por meio da Figura 3.4 b) apresentam-se os processos para coleta das amostras deformadas e indeformadas realizados no presente trabalho.

Ao final da atividade de coleta foi extraído do local um total de: oito sacos de amostra deformada, cada saco pesando aproximadamente 30 kg, e dois blocos de amostra indeformada em forma de cubo com 0,30 m de aresta.

Depois de colhidas as amostras, no mesmo local, foram cravados dois cilindros metálicos para determinação da massa específica natural (NBR-9813/1987 – Determinação da Massa Específica Aparente, “In Situ”, com o Emprego do Cilindro de Cravação).

Depois de cravados, os cilindros foram extraídos, pesados e protegidos com filme de PVC e colocados no interior de uma caixa de isopor com tampa, para evitar perda de umidade elevada, em seguida levados para o laboratório. Também foram retiradas amostras do solo local para medida da umidade de campo.

Após os serviços de coleta, as amostras foram levadas para o Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE para realização dos ensaios de caracterização e comportamento mecânico definidos no programa experimental proposto na pesquisa.



a)



b)

Figura 3.4 – Processos de coleta das amostras: a) Atividade de moldagem do bloco e coleta de amostra deformada e b) Bloco moldado e protegido com papel alumínio contra perda de umidade e coberto com talagarça e parafinado

3.2.2 – Metodologia da Segunda Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios de Caracterização das Propriedades Geotécnica e de Comportamento Mecânico do Solo Puro

3.2.2.1 – Análise Granulométrica

Para o reconhecimento do tamanho dos grãos do solo, realizou-se a análise granulométrica, que consiste na determinação das dimensões das partículas que constituem o solo, e das proporções relativas em que elas se encontram, expressa como uma porcentagem do peso total seco.

Para determinação da granulometria do solo em estudo, foram realizados os procedimentos contidos na norma NBR-07181/1984 (Análise Granulométrica) da ABNT.

3.2.2.2 – Limites de Atterberg

A norma utilizada como referência para realização do ensaio de limite de liquidez foi a NBR-06459/1984 (Determinação do Limite de Liquidez) da ABNT. Em se tratando da realização do ensaio de limite de plasticidade o mesmo foi utilizado seguindo os procedimentos contidos na NBR-07180/1984 (Determinação do Limite de Plasticidade) também da ABNT.

3.2.2.3 – Massa Específica & Densidade dos Grãos de Solo

Para determinar a massa específica dos grãos do solo foram realizados os procedimentos contidos na norma NBR-06508/1984 (Determinação da Massa Específica dos Grãos de Solo) da ABNT.

3.2.2.4 – Dispersibilidade do Solo (Crumb Test & Ensaio Sedimentológico Comparativo)

O ensaio de Crumb Test foi realizado conforme os procedimentos contidos na norma NBR-13601/1996 (Solo - Avaliação da Dispersibilidade dos Solos Argilosos pelo Ensaio do Torrão (Crumb Test)) da ABNT.

Para avaliar a dispersibilidade da fração argila presente no solo, realizaram, portanto, os procedimentos contidos na norma NBR-13602/1996 (Solo - Avaliação da Dispersibilidade dos Solos Argilosos pelo Ensaio Sedimentométrico Comparativo – Ensaio de Dispersão SCS) da ABNT.

3.2.2.5 – Permeabilidade do Solo

Para realização do ensaio, primeiramente moldou-se no bloco da amostra indeformada apenas uma amostra de solo em formato cilíndrico com altura de 12,67 cm e diâmetro igual a 10 cm (utilizou-se o cilindro pequeno de compactação), logo em seguida a amostra foi extraída com bastante precaução, para evitar perturbação em sua estrutura, e levada para montar o corpo de prova.

A montagem do corpo de prova para o ensaio de permeabilidade com o uso do Tri Flex 2 iniciou-se na seguinte sequência:

- 1) colocação de pedra porosa e do papel filtro na base e no topo da amostra de solo;
- 2) colocação da membrana de proteção utilizando-se ligas de borracha para melhorar sua fixação e também fornecer maior proteção lateral evitando contato da água nesta face;
- 3) montagem da célula e enchimento da mesma com água até observar a não existência de bolhas de ar em seu interior;
- 4) aplicação da pressão confinante (σ_3) de 100 kPa com o objetivo de remover o ar existente nas pedras porosas;
- 5) verificação da saturação do corpo de prova por meio do parâmetro $\bar{B} = \Delta u / \Delta \sigma_3$, utilizando um transdutor com leitura externa de poro-pressão;
- 6) após saturação do corpo de prova o ensaio teve início com a aplicação de pressão no corpo de prova (topo = 90 kPa, confinante = 116 kPa e base = 100 kPa), sendo a pressão confinante maior que as pressões do topo e da base;

7) por último, devido a diferença de pressão aplicada entre o topo e a base, cronometrava-se o tempo necessário para fazer percolar um volume de 5,0 ml de água no interior do corpo de prova ao longo do seu comprimento; esse procedimento foi realizado três (03) vezes.

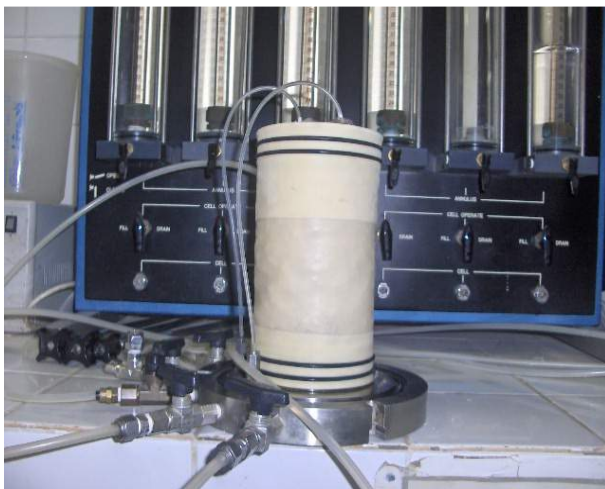
Os detalhes dos procedimentos estabelecidos no ensaio de determinação da condutividade hidráulica do solo no seu estado natural utilizando o aparelho Tri Flex 2 encontram-se ilustrados na Figura 3.5.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.5 – Procedimentos estabelecidos na determinação da condutividade hidráulica com o uso do aparelho Tri Flex 2: a) Moldagem da amostra; b) Montagem do corpo de prova; c) Corpo de prova montado e d) Enchimento da célula com água para realização do ensaio

Após a realização do ensaio determinou-se a condutividade hidráulica do solo por meio da equação seguinte.

$$K = \frac{V.L}{A.T.\Delta P} \text{ (Equação 3.1)}$$

onde:

- V = Volume percolado - cm³ (5,0 ml = 5,0 cm³);
- L = Altura da amostra – cm (12,67 cm);
- A = Área do corpo de prova - cm² (78,54 cm²);
- T = Tempo médio p/ percolação – segundos (12,51 s);
- ΔP = Diferença de pressão entre o topo e a base – cm H₂O (10 kPa = 100 cm de coluna d'água)

3.2.2.6 – Compactação dos Solos

Para determinação dos teores ótimos de umidade com as respectivas massas específicas aparentes secas máximas, para os três tipos de energia de compactação, energia do Proctor normal, intermediário e modificado, realizaram-se os ensaios de compactação com base nos procedimentos contidos na NBR-07182/1984 (Ensaio de Compactação) da ABNT.

3.2.2.7 – Resistência ao Cisalhamento do Solo

Para determinação da coesão e do ângulo de atrito do solo, pelo método do ensaio de cisalhamento direto, os seguintes procedimentos foram realizados: 1) moldagem de quatro (04) corpo de prova em um receptáculo metálico em formato de um prisma quadrado de lado e altura medindo aproximadamente 10,0 e 4,0 cm, respectivamente, extraídos de um bloco de amostra indeformada; 2) colocação das amostras de solo no interior de uma caixa bipartida de dimensões iguais ao do receptáculo e inundação das mesmas durante 24 horas como o objetivo de saturar o solo e observar o colapso ou expansão do mesmo caso existam; 3) adensamento das amostras por meio de aplicações de forças normais à área das mesmas, que desenvolviam tensões 25, 50, 100 e 200 kPa, tensões estas estabelecidas no ensaio por se tratar de um solo encontrado numa posição bastante superficial (1,40 m de profundidade), esta fase teve a duração de quatro horas; 4) após a fase de adensamento foi dado início ao processo de cisalhamento das amostras a uma velocidade estabelecida de 0,096 mm/minuto. Por meio da Figura 3.6 ilustram-se detalhes do ensaio de cisalhamento direto realizado no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.



a)



b)

Figura 3.6 – Aspectos do ensaio de cisalhamento direto: a) Realização do ensaio e b) Amostra após a realização do ensaio

3.2.2.8 – Curva Característica do Solo

O procedimento utilizado para determinação da curva característica do presente solo foi o mesmo adotado por Marinho (1994), com diferença apenas no processo de umedecimento das amostras, que foi pelo processo de aspersão enquanto o autor citado utilizou o processo de umedecimento por vapor.

Para determinação da curva característica do solo pelo método do Papel Filtro foi feito o seguinte:

- 1) inicialmente foram cravados anéis de aço inoxidável, com diâmetro de $\phi = 7,32\text{cm}$ e altura igual a $h = 1,86\text{cm}$, no bloco de solo indeformado, de onde foram extraídos um total de oito amostras. Os anéis garantiam a integridade das amostras e facilitavam o processo de pesagem;
- 2) em seguida, com base no teor de umidade presente no bloco de solo indeformado, calculou-se o peso do solo seco contido em cada anel, de posse desses valores e fixando os teores de umidades adotados (4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 e 18 %) determinou-se o peso bruto úmido (anel + solo úmido) que cada corpo de prova tinha que pesar para obter a umidade desejada;
- 3) com os valores dos pesos úmidos calculados iniciaram-se os processos de umedecimento por aspersão, para os corpo de prova que deveria conter umidade acima da umidade presente (umidade do solo indeformado), e secagem na estufa para corpo de prova que deveriam conter umidade abaixo da umidade presente na amostra;

4) após a obtenção do peso bruto úmido calculado, cada corpo de prova recebeu Papel Filtro (Whatman N^o 42), colocado cuidadosamente com o auxílio de uma pinça, em cada uma de suas faces, em seguida o conjunto foi envolvido com um filme de PVC e folha de alumínio para evitar perda de umidade e logo em seguida identificado por meio da colocação de uma etiqueta, e permaneceram sete dias em repouso no interior de uma caixa de isopor;

5) após o término do tempo mínimo de equilíbrio estabelecido, os Papeis Filtro foram pesados numa balança de precisão de 1.10^{-4} gramas e em seguida colocados em cápsulas e levados para estufa e, após 48 horas, foram novamente pesados na mesma balança.

Os procedimentos descritos para obtenção da curva característica pelo método do papel filtro encontram-se resumidamente ilustrados na Figura 3.7.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.7 – Procedimentos para determinação da curva característica: a) Moldagem dos CPs; b) Processo de umedecimento por aspersão; c) Colocação do Papel Filtro e cobertura do conjunto com filme de PVC; d) Envolvimento do CP com folha de alumínio; e) Pesagem dos Papeis Filtro com balança apropriada e f) Colocação dos Papeis Filtro em cápsulas para secagem em estufa

3.2.2.9 – Potencial de Colapso & Expansão do Solo

Objetivando determinar o comportamento deformacional (colapsível) do solo diante da influência da água e da presença de cargas externas, foram realizados dois ensaios edométricos simples em amostras do tipo indeformadas.

Os corpos de prova utilizados (CP-I e CP-II) para realização do ensaio foram obtidos pela cravação estática dos anéis edométricos, com procedimentos idênticos ao adotado nos CPs para obtenção da curva característica. Foram utilizados anéis de aço com 20 mm de altura e de área igual a 6.000 mm^2 . Com o auxílio de uma placa de acrílico, os corpos de prova eram colocados sobre o papel filtro e a pedra porosa, e o conjunto montado na célula edométrica.

Inicialmente foi aplicada uma tensão mínima de assentamento de 1,00 kPa. O recalque decorrente dessa tensão foi atribuído à acomodação do sistema, não sendo considerado no cálculo das deformações.

As tensões foram aplicadas de maneira que o estágio posterior praticamente fosse o dobro do valor da tensão anteriormente aplicada. Portanto, foram aplicadas as tensões de 5, 10, 20 e 50 kPa, para o CP-I, e 5, 10, 20, 50 e 100 kPa para o CP-II.

O tempo de duração de cada estágio de tensão era definido quando a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos fosse inferior a 1,0% da deformação total ocorrida do solo. De maneira geral, esta condição era alcançada nos primeiros 30 minutos. Mesmo quando a estabilização ocorria neste tempo, os novos estágios só eram adicionados decorridos, no mínimo, 60 minutos do estágio anterior. Os tempos de leitura adotados para medir a deformação da amostra foram: 0, 0,10, 0,25, 0,50, 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos.

Após observar a estabilização da deformação referente à última carga aplicada (50 kPa para CP-I e 100 kPa para CP-II), foi realizada a inundação da amostra através da inserção de água destilada feita da base para o topo da amostra (Figura 3.8). Os recalques decorrentes da inundação foram acompanhados até a estabilização da deformação, conforme os tempos de leitura descritos no parágrafo anterior. Uma última leitura de deformação foi realizada após 24 horas da inserção de água na amostra.



Figura 3.8 – Processo de inundação da amostra no ensaio de potencial de expansão e colapso

Com o objetivo de determinar o comportamento expansivo do solo, realizou-se apenas um único ensaio edométrico simples em amostra do tipo indeformada, conhecido como ensaio de expansão livre.

O corpo de prova utilizado para realização do ensaio foi obtido pela cravação estática do anel edométrico, com procedimento idêntico ao adotado nos CPs para obtenção da curva característica e potencial de colapso. Utilizou-se um anel de aço com 20 mm de altura e de área igual a 6.000 mm^2 . Com o auxílio de uma placa de acrílico, o corpo de prova foi colocado sobre o papel filtro e a pedra porosa, e o conjunto montado na célula edométrica.

Após a montagem da célula edométrica, a mesma foi levada para a prensa e logo em seguida foi dado o ajuste referente à altura inicial do corpo de prova em relação à leitura zero do extensômetro. Terminado o ajuste, em seguida foi incorporada água destilada à amostra, objetivando sua saturação total, e imediatamente anotadas as leituras de expansão, caso existissem, nos tempos referentes de: 0,0; 0,10; 0,25; 0,50; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60 e 120 minutos. Uma última leitura foi realizada após 24 horas da inserção de água na amostra.

3.2.2.10 – Classificação Geotécnica MCT (*Miniatura Compactado Tropical*)

Para o desenvolvimento do ensaio de classificação MCT, foram realizados os procedimentos contidos nas normas rodoviárias ME-258/1994 (Solos Compactados em equipamentos Miniatura – Mini-MCV) e ME-256/1994 (Solos Compactados com Equipamentos Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão) ambas do DNER.

A realização do ensaio consistiu basicamente nas seguintes etapas:

- a) inicialmente a amostra de solo foi destorroada e logo em seguida passada na peneira N^o 10 (2,0 mm) em que, o material retido era desprezado e o material passante utilizado.
- b) após obter a massa de 2,500 kg de solo passante na peneira N^o 10, a mesma foi dividida em cinco partes iguais, onde para cada 0,500 kg de solo adicionou-se uma quantidade de água de maneira que obtivesse teores de umidades sucessivos crescentes, de cerca de 1,50% entre cada ponto;
- c) depois do acréscimo da água seguida da homogeneização, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos, e identificadas por meio de uma etiqueta que continham o valor do teor de umidade calculado e a identificação do corpo de prova (Figura 3.9);
- d) em seguida as amostras foram levadas para o interior de uma câmara úmida, onde permaneceram por um período de 24 horas;
- e) passado o período de repouso, de cada amostra era retirada certa quantidade de massa para determinação do real valor da umidade e 0,200 kg para o processo de compactação;
- f) o processo de compactação com o equipamento miniatura Mini-MCV, foi iniciado utilizando a amostra mais úmida ($w_1 = 14,29\%$). A compactação consistiu em posicionar o cilindro no pistão inferior do aparelho de compactação, colocando um disco de polietileno no topo desse pistão. Em seguida colocou-se os 0,200 kg de solo no interior do cilindro, apertando o topo dessa porção de solo com um dispositivo cilíndrico de madeira, depois colocou-se novamente outro disco de polietileno no topo da porção de solo a ser compactado. Em seguida aplicou-se o primeiro golpe e registrou-se a medida da altura do corpo de prova por meio de um extensômetro com curso mínimo de 50 mm com divisões de 0,01 mm;



Figura 3.9 – Processo de armazenamento e identificação das amostras para o ensaio MCT

g) a compactação consistiu em aplicar números de golpes sucessivos, de forma que totalizassem, somados com os golpes anteriormente aplicados, números de golpes n iguais a 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192 e 256. A compactação só era finalizada quando o corpo de prova adquiria uma das seguintes situações:

- a diferença entre a leitura obtida após $4n$ golpes e a obtida após n golpes fosse menor que 2,0 mm;
- houvesse intensa exsudação de água, no topo ou na base do corpo de prova;
- o número de golpes atingisse o valor 256;

h) finalizado o processo de compactação, o corpo de prova era extrudado 10,0 mm para fora do molde de compactação e em seguida levado para o interior de um tanque de imersão, onde era posicionado na direção horizontal apoiado sobre um suporte de PVC (Figura 3.10);

i) após repetir os procedimentos descritos para as demais amostras, em seguida colocou-se abaixo de cada parte extrudada uma cápsula de alumínio, com a identificação do corpo de prova e do teor de umidade, cujo objetivo consistia em coletar o material desprendido (Figura 3.10);

j) por último, por meio de uma mangueira de PVC, foi introduzida água destilada ao tanque de imersão, de maneira contínua e suave, até que a lâmina de água atingisse 10,0 mm acima da superfície externa do cilindro de compactação (Figura 3.11);



a)



b)

Figura 3.10 – Fases do ensaio MCT: a) Corpo de prova extrudado 10,0 mm para fora do cilindro de compactação e b) Disposição dos corpo de prova no interior do tanque de imersão

l) foi observado nos primeiros 20 minutos, o comportamento de cada corpo de prova, os quais permaneceram imersos durante o período mínimo de 24 horas (Figura 3.11);

m) passado o período de imersão, a água foi retirada do tanque de maneira suave e contínua e em seguida as cápsulas de alumínio, que captaram a parte desprendida dos corpos de prova, foram levadas para a estufa para determinação da massa total seca desprendida de cada corpo de prova.



a)



b)

Figura 3.11 – a) Fases do ensaio de imersão MCT: Introdução de água destilada no tanque de imersão e b) Comportamento obtido dos corpos de prova durante os 20 minutos iniciais de imersão

3.2.3 – Metodologia da Terceira Etapa do Programa Experimental: Realização dos Processos de Preparação, Moldagem, Cura e Rompimento dos Corpos de prova Utilizados no Estudo da Influência do Teor de Cimento e da Energia de Compactação na Resistência da Mistura Solo-Cimento

Para realizar este estudo os corpos de prova foram moldados de acordo com os procedimentos contidos nas seguintes etapas sequenciais:

a) A primeira etapa consistiu na preparação das amostras. Nesta etapa o solo (amostra deformada), que se encontrava armazenado em saco de nylon, foi primeiramente destorroado e logo em seguida passado na peneira N^o 4 (4,8 mm) e, o material retido foi desprezado e o material passante foi utilizado (Figura 3.12 a)).

A justificativa da utilização do material passante na peneira dessa dimensão de abertura é que, o tamanho máximo que um grão de solo pode possuir, para um determinado tipo de ensaio, deve ser menor ou igual a 10,0 % da menor dimensão de um corpo de prova. Por utilizar corpo de prova cilíndricos de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro, utilizou-se o material que passa na peneira especificada. Do material passante na peneira especificada, pesou-se cerca de 1,5 kg de solo para determinação do teor de umidade higroscópica e para moldagem de três corpos de prova a serem dosados com um mesmo teor de cimento.

Após a preparação do solo, iniciou-se o preparo do cimento que consistiu na passagem do mesmo através da peneira N^o 200 (0,075 mm). O objetivo do peneiramento foi o de eliminar os grumos formados pelo cimento, os quais dificultam o processo de homogeneização com o solo assim como sua função de cimentação dos grãos (Figura 3.12 b)).

Os grumos de cimento são grãos de cimento maiores que se formam pela união das partículas menores. Essa união ocorre devido à reação química que se desenvolveu. A presença de grumos no cimento significa que o mesmo já reagiu, e para isto eventualmente é necessário, por exemplo, apenas um aumento no teor de umidade no local onde o cimento esteja armazenado para que o mesmo reaja e forme grumos. No trabalho, o cimento utilizado foi armazenado em recipientes de vidro fechados, que eram colocados em cima de uma base de madeira, para evitar que o mesmo reagir-se quimicamente com a umidade local.



a)



b)

Figura 3.12 – Etapa inicial de preparação das amostras: a) Peneiramento do solo e b) Peneiramento do cimento

b) A segunda etapa consistiu em reunir os utensílios considerados necessários para que as moldagens dos corpos de prova fossem realizadas de maneira prática e rápida (Figura 3.13).

Nesta etapa, foram moldados dois corpos de prova de solo-cimento, que serviram como teste. Este procedimento foi realizado um dia antes do início da moldagem dos demais corpos de prova do experimento e sua realização serviu para maximizar a qualidade da moldagem e minimizar o tempo gasto para realização da mesma.



a)



b)

Figura 3.13 – Materiais necessários para realização do processo de moldagem dos corpo de prova

c) A terceira etapa consistiu na moldagem dos corpo de prova com os teores de cimento inicialmente estabelecidos de 3,0, 4,0, 5,0 e 6,0 % em relação à massa de solo seco, para cada energia de compactação aplicada.

Os iniciais teores de cimento foram estabelecidos com base nos ábacos existentes na norma NBR-12253/1992, que estimam os teores de cimento em função do tipo de solo, da massa específica aparente seca máxima que se quer obter e das percentagens de material presente no solo menor que 0,05 mm e retido na peneira N^o 4 (4,8 mm).

Para cada teor de cimento foram moldados nove corpos de prova, resultando, portanto, num total de trinta e seis corpos de prova, sendo doze para cada energia de compactação. Foram moldados apenas seis por dia, três pela manhã e mais três na parte da tarde.

Com base nos cálculos realizados, foi dado início ao processo de moldagem dos corpo de prova, inicialmente com 6,0 % de cimento, da seguinte maneira:

- inicialmente pesou-se 1.350 kg de solo passante na peneira N^o 4 e colocou-se o mesmo numa bandeja de PVC, logo em seguida pesou-se a massa total de cimento correspondente a 6,0 % do peso do solo, e a incorporou à massa de solo, iniciando o processo de mistura até a sua completa homogeneização. Este procedimento durou cerca de três minutos e meio (Figura 3.14);



Figura 3.14 – Materiais proporcionalmente pesados e prontos para serem homogeneizados

- após a homogeneização dos dois materiais foi dado início à incorporação da água destilada, correspondente ao teor de umidade ótima de acordo com densidade obtida conforme a energia aplicada. Para o processo de umedecimento de toda a mistura foi gasto aproximadamente o tempo de um minuto e meio;
- depois do processo de umedecimento a mistura foi dividida em aproximadamente três (03) partes iguais (cerca de 450 g para cada corpo de prova) que foram acondicionadas em recipientes de isopor com tampa para evitar a perda excessiva de umidade, cada recipiente possuía massa suficiente para moldar apenas um (01) corpo de prova. A massa que sobrava foi colocada em uma cápsula para determinação do teor de umidade do conjunto;
- antes de colocar a primeira camada de solo-cimento para compactação, a base e as paredes internas do cilindro metálico eram lubrificadas com uma pequena quantidade de óleo de baixa viscosidade, cujo objetivo era facilitar a desmoldagem evitando, dessa maneira, aderência entre as partes internas do cilindro e o corpo de prova, este procedimento era realizado apenas uma única vez no início da compactação de cada corpo de prova (Figura 3.15);
- cada corpo de prova foi compactado de maneira estática em quatro camadas, visto que para obter uma distribuição mais homogênea da densidade em seu volume, pois, quanto maior o número de camadas de compactação mais bem distribuída se torna a densidade na amostra;
- sempre antes de colocar a camada posterior, a camada anteriormente compactada era escarificada com o objetivo de aumentar a aderência entre as mesmas, evitando uma possível quebra na estrutura do corpo de prova, na parte de contato entre as camadas, no momento da sua desmoldagem (Figura 3.16);



a)



b)

Figura 3.15 – Preparação dos corpos de prova: a) Lubrificação das partes internas do cilindro e b) Camada de solo-cimento para compactação



a)



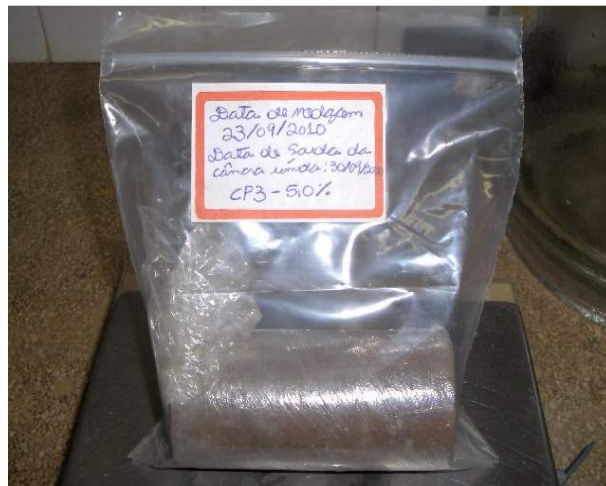
b)

Figura 3.16 – Preparação dos corpos de prova: a) Processo de Compactação e b) Processo de Escarificação das camadas

- terminado o procedimento de compactação do corpo de prova, o mesmo era pesado e em seguida enrolado em filme de PVC (Figura 3.17 a)), para evitar perda excessiva de umidade, depois era colocado em um saco plástico que continha externamente uma etiqueta de papel indicando a data de moldagem, a data de saída da câmara úmida, o teor de cimento utilizado e o número da réplica do corpo de prova (Figura 3.17 b)).



a)



b)

Figura 3.17 – Preparação dos corpos de prova: a) Proteção com filme de PVC e b) Acondicionamento em pequeno saco plástico e identificação

d) A quarta etapa do procedimento de determinação do teor de cimento consistiu no processo de cura.

Após a fase de moldagem dos corpo de prova os mesmos foram submetidos a um período de cura, em reservatório úmido (Figura 3.18), durante seis dias (144 horas). Este tempo foi considerado suficiente para que o cimento utilizado (ARI) adquira uma hidratação necessária dos seus grãos de modo a desenvolver uma cimentação artificial entre os grãos de solo de maneira que a mistura desenvolvida adquira uma resistência mecânica satisfatória para emprego como camada de pavimento.



Figura 3.18 – Processo de cura dos corpos de prova de solo-cimento em reservatório úmido

Logo após o período de cura estabelecido, cada corpo de prova foi novamente pesado com o objetivo de analisar a variação do peso antes e após o período de cura. Para todos os corpo de prova

constatou-se uma pequena diminuição do peso provocado pela redução do teor de umidade, fato este explicado pela retirada de água existente na matriz por parte do cimento para desenvolver sua reação

Em seguida foram realizadas três medições do diâmetro e mais três para a altura, e o objetivo dessas medidas, juntamente com o peso obtido após a moldagem e o teor de umidade calculado, foi obter a massa específica aparente seca máxima. Foram considerados aptos para ensaios os corpo de prova que atendiam as seguintes tolerâncias:

- Peso específico aparente seco (γ_d): grau de compactação de 98 a 102 %;
- Teor de umidade (ω): $\pm 0,5$ pontos percentuais;
- Dimensões: diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm.

A preferência da medição dos corpo de prova logo após o período de cura, e não após o processo de moldagem, esta no fato de que após o tempo de cura os mesmos encontram-se mais resistentes e conseqüentemente menos frágeis para serem medidos.

e) A quinta etapa esta relacionada ao processo de imersão dos corpo de prova. Nesta etapa os corpo de prova, depois de medidos e pesados, ficaram submersos em um recipiente contendo água destilada durante um período de 24 horas, cujo objetivo foi maximizar o processo da saturação e conseqüentemente minimizar a influência da sucção na resistência.

f) A sexta etapa consistiu no processo de rompimento dos corpo de prova. Após o período de imersão, os corpo de prova foram retirados do recipiente e rapidamente enxugados, de maneira cuidadosa (Figura 3.19 a)), e em seguida foram pesados.

Depois de pesados os corpo de prova foram levados para uma prensa automática onde foram submetidos a uma velocidade de deformação de 0,98 mm/minuto (velocidade existente na maquina mais próxima da velocidade estabelecida da norma, 1,00 mm/minuto).

Para cada 0,10 mm de deformação axial que o corpo de prova ficava submetido anotava-se a deformação desenvolvida pelo anel dinamométrico (capacidade de 50 kN = 5.000 kgf = 5,0 tf) por meio do número de divisões registrada no extensômetro existente no mesmo.

Dessa forma eram obtidas duas informações, a resistência fornecida pelo corpo de prova e sua correspondente deformação (Figura 3.19 b)). Finalizado o processo de rompimento, retiravam-se da parte cisalhante do corpo de prova, amostras da mistura para determinação do teor de umidade.



a)



b)

Figura 3.19 – a) Secagem do corpo de prova e b) Rompimento do corpo de prova com uso da prensa automática

Com o objetivo de um maior controle e organização dos dados obtidos do conjunto de corpo de prova, referente a cada teor de cimento adotado, foram realizadas a construção de tabelas as quais possuem dados referentes desde o processo de cálculo do teor de cimento até o valor da resistência máxima de ruptura obtida.

3.2.4 – Metodologia da Quarta Etapa do Programa Experimental: Realização do Processo de Moldagem dos Corpo de prova de Solo-Cimento e Solo-Cimento-Fibra e dos Ensaio de Compressão Não Confinada, Tração Diametral, Durabilidade e Compressão Simples Após a Realização do Ensaio de Durabilidade

3.2.4.1 – Metodologia Aplicada no Processo de Moldagem dos Corpos de prova

3.2.4.1.1 - Moldagem dos Corpos de prova de Solo-Cimento

A moldagem dos corpo de prova utilizando apenas o solo com o cimento foi realizada seguindo os seguintes procedimentos:

a) Primeiramente, o solo a ser utilizado foi destorroado e logo em seguida retiradas duas cápsulas com amostras para obtenção da sua umidade higroscópica. Em seguida, foi pesada numa quantidade igual a 1.200 kg, definida nos cálculos como massa necessária para moldagem de um único corpo de prova.

Devido ao fato de utilizarmos corpos de prova cilíndricos de aço com dimensões iguais à $\phi = 70,00 \text{ mm}$ e $h = 140,00 \text{ mm}$, não houve a necessidade de peneirar o solo, objetivando reter do

mesmo grãos com dimensões maiores do que 10 % da menor dimensão do corpo de prova, uma vez que a percentagem de grãos com esta dimensão era desprezível por ser inferior a 5 % em relação à composição granulométrica total do solo.

b) O cimento utilizado, sempre antes da sua homogeneização com o solo, foi passado na peneira de N° 200 (0,075 mm). Após o peneiramento, o cimento, era pesado numa quantidade igual a 60 g que correspondia ao valor igual a 5,0 % do peso total do solo utilizado.

c) Após a preparação do solo e do cimento, media-se o volume de água destilada ($V_{\text{Água}} = 138,60$ ml) que deveria ser acrescentado à mistura de solo-cimento para obtenção de um teor de umidade igual a 11,0 %.

d) Depois que os materiais encontravam-se preparados, dava-se início ao processo de mistura dos mesmos. Primeiramente, misturava-se o cimento ao solo com o auxílio de uma colher de pedreiro e, após observar visualmente a completa homogeneização, acrescentava-se água destilada aos poucos realizando o umedecimento da mistura com as mãos.

e) Terminado o processo de umedecimento, a mistura foi colocada em quantidades pré-definidas em quatro recipientes plásticos e, da mistura restante o que sobrava no tabuleiro de aço colocava-se em duas cápsulas metálicas que eram levadas para a estufa, onde permaneciam por um período de 24 horas a uma temperatura de 120°C .

f) Em seguida, a mistura úmida de solo-cimento foi levada para uma prensa automática onde foi compactada, no interior de um cilindro metálico de dimensões precisamente de $\phi = 71,19$ mm e $h = 145,36$ mm, em quatro camadas de 317,91 g cada, objetivando, melhor distribuição da densidade ao longo do comprimento do corpo de prova.

Sempre antes da colocação da camada posterior, o topo da camada anteriormente compactada foi escarificada por meio de um garfo metálico, para melhor aderência entre as camadas.

Durante todo o processo de compactação realizado, sempre na última camada a ser compactada, colocava-se dois discos espaçadores (espessura de aproximadamente 1,60 mm cada), um na base e outro no topo do CP, com o objetivo de compensar o aumento no tamanho do corpo de prova após a retirada da carga de compactação desenvolvida pela prensa.

Durante o processo de compactação foi utilizada uma célula de carga modelo externa de capacidade igual a 100 kN (10.000 kgf), cujo objetivo foi determinar a carga necessária para

compactar os corpo de prova na densidade de projeto. Por meio da Figura 3.20 ilustra-se um resumo das atividades descritas.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.20 – Preparação dos corpos de prova: a) Materiais necessários para o processo de homogeneização; b) Pesagem das camadas úmidas; c) Escarificação das camadas e d) Compactação das camadas em prensa automática

g) Finalizado o processo de compactação, o CP permanecia no cilindro, que por sua vez era envolto por um filme de PVC e levado para o interior de uma câmara úmida, onde ficava por um período de 24 horas. No dia seguinte, no mesmo horário do término da compactação, o CP, era desmoldado por meio de um sistema hidráulico manual (Figura 3.21 a)).

h) Após o processo de desmoldagem, o CP era pesado e logo em seguida realizada as medidas das suas dimensões (três (03) medidas do diâmetro e três medidas da altura) com a utilização do paquímetro (Figura 3.21 b) e c)).

i) Depois o corpo de prova era envolto por um filme de PVC, em seguida colocado dentro de um pequeno saco plástico e identificado por meio de uma etiqueta adesiva, que continha as características do material utilizado e a data de sua moldagem (Figura 3.21 d)). Por último, o CP era levado novamente para a câmara úmida onde permanecia por um período de 19 dias. No vigésimo dia, o mesmo era imerso em água potável e retirado da imersão após dois (02) dias para realização do ensaio especificado.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.21 – Preparação dos corpos de prova: a) Processo de desmoldagem; b) Pesagem do CP; c) Medidas das dimensões e d) Processo de embalagem e identificação do CP

3.2.4.1.2 - Moldagem dos Corpos de prova de Solo-Cimento-Fibra

A moldagem dos corpo de prova utilizando as fibras de polipropileno foi realizada seguindo os seguintes procedimentos:

- a) Primeiramente, reuniram-se os materiais julgados necessários para moldagem eficiente dos corpo de prova (Figura 3.22).
- b) Em seguida, iniciou-se a preparação dos materiais em quantidades suficientes para fabricação de um CP ($\phi = 70$ mm e $h = 140$ mm). Para moldagem de um único corpo de prova foi necessário:
- 1200 g de solo da formação geológica Barreiras;
 - 145 ml de água destilada (que correspondente a 11,5 % da massa de solo+cimento);
 - 60 g de cimento do tipo ARI (que corresponde a 5,0 % da massa de solo);
 - 3,15 g de FibroMac (quando utilizava-se 0,25 % de fibra em relação à massa de solo+cimento);
 - 6,30 g de FibroMac (quando utilizava-se 0,50 % de fibra em relação à massa de solo+cimento);
 - 9,45 g de FibroMac (quando utilizava-se 0,75 % de fibra em relação à massa de solo+cimento).



Figura 3.22 – Materiais utilizados para moldagem de um único CP de solo-cimento-fibra

- c) Objetivando um melhor processo de homogeneização, com base no tipo de fibra utilizada, na matriz de solo-cimento, houve a necessidade de aplicar uma técnica especial. A técnica consistiu no processo de separação das fibras por meio de um jato de ar e em seguida homogeneização em camadas.
- d) O processo de separação das fibras ocorreu da seguinte maneira. Primeiramente pesava-se 0,5 g de FibroMac e logo em seguida colocava-se quantidade no interior de um saco plástico transparente. Com uma pistola de ar aplicava-se jatos de ar no interior do saco plástico até observar uma separação satisfatória das fibras. Repetia-se o processo descrito até obter quantidade suficiente para moldagem de um CP. A técnica adotada foi de grande eficiência na separação das fibras

utilizadas, fato que pode ser comprovado comparando, para um mesmo peso (Figura 3.23 d), exemplo com 3,15 g) a diferença de volume desenvolvida após a sopragem das fibras. Para facilitar o entendimento da técnica aplicada ilustra-se as fases na Figura 3.23.

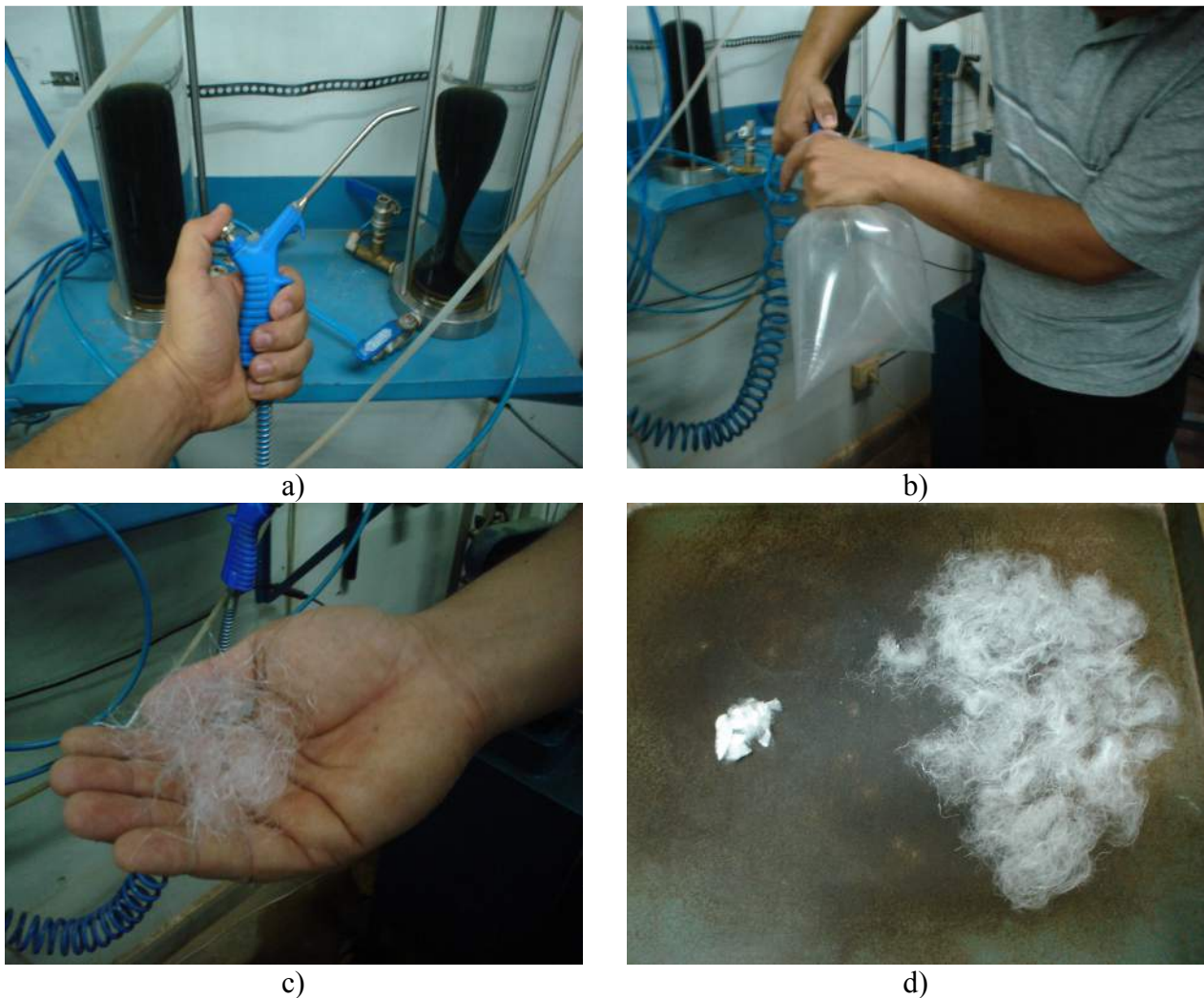


Figura 3.23 - Preparação das fibras: a) Pistola de ar utilizada; b) Processo de sopragem das fibras; c) Fibras separadas e d) Comparação de volume para uma mesma quantidade de fibra

e) Finalizado o processo de sopragem das fibras, em seguida, pesou-se o solo e o cimento e mediu-se o volume de água necessário para moldagem.

f) Após algumas tentativas de moldagem com os materiais definidos, chegou-se a conclusão de que a melhor maneira de se obter uma homogeneização considerada satisfatória, das fibras com o solo-cimento, consistiu em distribuir as mesmas em camadas. Dessa forma, primeiramente procedeu-se a mistura do solo com o cimento e, após a completa homogeneização dos materiais acrescentou-se em seguida água.

g) Finalizado o processo de umedecimento do solo-cimento, afastou-se a mistura para uma das extremidades do tabuleiro de aço (de modo a deixar o centro do mesmo livre) e, rapidamente iniciou-se o espalhamento manual das fibras no centro do tabuleiro. Após espalhar certa quantidade de fibra, logo em seguida colocava-se uma quantidade de solo-cimento sobre estas de modo a cobrir toda a superfície de fibra espalhada, posteriormente, espalhava-se novamente mais certa quantidade de fibra de maneira a cobrir toda a superfície espalhada de solo-cimento. Este processo foi repetido até o consumo de toda a fibra (Figura 3.24).



a)



b)



c)



d)

Figura 3.24 – Incorporação das fibras ao solo: a) Espalhamento manual; b) Cobertura com solo-cimento; c) Repetição do espalhamento de mais uma camada de fibras e d) Aspecto final da homogeneização

h) Uma vez que, após a inserção de água ao cimento, o mesmo começava a desenvolver o seu processo de reação química, evitou-se ultrapassar o intervalo de 20 minutos no processo de homogeneização das fibras com o solo-cimento.

i) Para compensar a água que evaporava durante a atividade de homogeneização com as fibras, acrescentou-se 0,5 % de água (6 ml) no teor de água ótimo da mistura, portanto, utilizou-se 145 ml de água destilada (11,5 %) e não 139 ml (11,0 %) como previsto nos cálculos.

j) Terminada a etapa de mistura dos materiais, estes foram colocados em quantidades pré-definidas (317,91 g) em quatro recipientes plásticos e, do restante que sobrava no tabuleiro colocava-se em duas cápsulas metálicas levadas para a estufa, onde permaneciam por um período de 24 horas a uma temperatura de 120⁰ C para determinação da umidade (Figura 3.25).



a)



b)

Figura 3.25 – Etapa de preparação do solo-cimento-fibra: a) Distribuição da mistura em recipientes plásticos e b) Processo de pesagem das camadas

l) A etapa de compactação seguiu o mesmo procedimento adotado na moldagem dos CPs de solo-cimento, apenas com diferença no processo de escarificação, pois observou-se que para obter uma melhor aderência entre as camadas de solo-cimento-fibra fazia-se necessário perfurações no topo da camada compactada e não apenas ranhuras na superfícies dessas.

As ranhuras realizadas no topo das camadas de solo-cimento-fibra tendiam a concentrar as fibras que tendiam para o centro do CP e, com o acréscimo das fibras da camada posterior desenvolvia-se um grande acúmulo destas entre as zonas de aderência das camadas, de modo que quando cessava o esforço de compactação observava-se uma significativa expansão (consequentemente menor grau de compactação era obtido devido à diminuição da densidade de projeto) e várias fissuras. Na Figura 3.26 ilustra-se um resumo das atividades descritas anteriormente.

m) Finalizada a fase de compactação do CP, o mesmo era levado para o interior de uma câmara úmida onde permanecia por um período de 24 horas e em seguida desmoldado, pesado e medido

suas dimensões. Depois o mesmo era envolto por um filme de PVC, e em seguida colocado no interior de um pequeno saco plástico e identificado por meio de uma etiqueta adesiva, que continha as características do material utilizado e a data de sua moldagem (Figura 3.27).



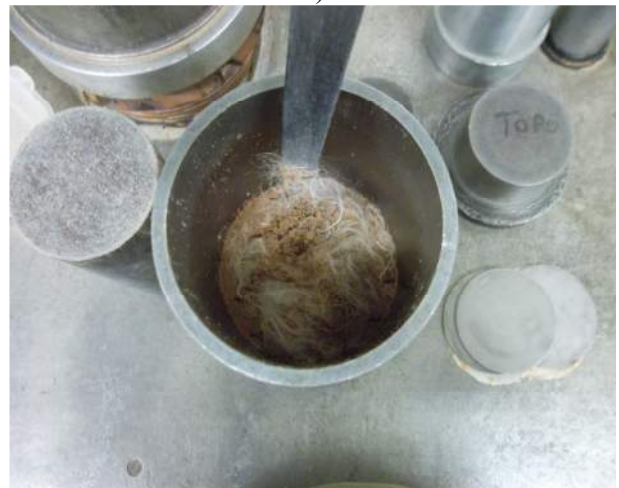
a)



b)



c)



d)

Figura 3.26 – Preparação do cp de scf: a) Inserção da mistura no interior do cilindro; b) Disposição das fibras ao longo do CP; c) Mistura compactada e d) Processo de perfuração da camada



a)



b)

Figura 3.27 – Finalização do corpo de prova de solo-cimento-fibra: a) Identificação do CP e b) Armazenamento dos CPs no interior de uma câmara úmida

n) Comparando os aspectos de um CP de solo-cimento-fibra moldado conforme os procedimentos descritos anteriormente, com um CP moldado admitindo a seguinte seqüência de mistura dos materiais: 1) solo + 2) fibra + 3) cimento + 4) água, tendo também suas zonas de ligação entre as camadas, escarificado da mesma maneira que um solo-cimento puro e, desmoldado logo após o processo de compactação, percebe-se que a técnica de moldagem aplicada na presente pesquisa foi considerada bastante eficiente (Figura 3.28).



a)



b)

Figura 3.28 – Comparação entre corpos de prova: a) Aspecto de um CP ($\phi = 50$ mm e $h = 100$ mm) moldado sem aplicação da técnica utilizada e b) CP ($\phi = 70$ mm e $h = 140$ mm) moldado conforme a técnica aplicada

3.2.4.2 – Ensaio de Compressão Não Confinada ou Compressão Simples

Para realizar os ensaios de compressão não confinada fez-se necessário a adoção dos seguintes procedimentos:

- a) Após o período de cura de dezenove dias em câmara úmida, antes de serem imersos em um recipiente com água durante dois dias, colou-se na superfície lateral dos CPs, utilizando cola do tipo instantânea, os suportes de fixação dos sensores de deformações denominados LDT (Linear Displacement Transducers = Transdutores de Deslocamento Linear). Os suportes dos LDTs foram fixados de maneira a formarem entre si um ângulo de 180° com o centro do CP, visando, o registro das deformações axiais dos lados opostos.
- b) O Laboratório de Geotecnia da FEUP dispõe de dois tamanhos de LDTs, cento e dez (110 mm) e cento e sessenta (160 mm) milímetros de comprimento. Para medir as deformações axiais ao longo da altura do CP, utilizou-se o par de LDT de 110 mm, pois os de comprimento igual a 160 mm ultrapassava a altura do CP ($h = 140,00$ mm).
- c) Com o objetivo de evitar danificar os LDTs por excesso de deformação, fixaram-se seus suportes a uma distância tal que a deformação máxima sofrida pelo transdutor (após a célula de carga registrar uma redução de 20 % da força máxima atingida) não ultrapasse dez por cento (10%) do seu comprimento linear de origem ($\Delta L \leq 10\%.L_0$). Dessa maneira, o comprimento mínimo que o LDT deveria admitir era de $L_{Min.} = L_0 - 10\%.L_0$. $L_0 = 110 - 10\%.(110) = 110 - 11 = 99$ mm.

Na Figura 3.29 apresentam-se os processos de marcação das distâncias dos pontos de fixação dos suportes dos LDTs e colagem dos mesmos.



a)



b)

Figura 3.29 – Preparação do cp para medição da deformação com LDT: a) Marcação da distância entre os suportes e b) Colagem dos suportes

d) Para induzir os LDTs a deformarem-se no sentido correto (sentido externo ao maciço do CP), fez-se necessário a aplicação de uma pequena curvatura nos mesmos que resultou numa redução do seu comprimento reto de 2,00 mm.

Com base no descrito, a distância máxima fixada entre os suportes de fixação foram de 108 mm, marcando-se 54 mm abaixo e os outros 54 mm acima da metade da altura do CP. As marcações foram realizadas por meio de um lápis grafite e de um esquadro com o auxílio de um paquímetro de precisão de 0,02 mm. Na Figura 3.30 ilustram-se de maneira detalhada as informações descritas.

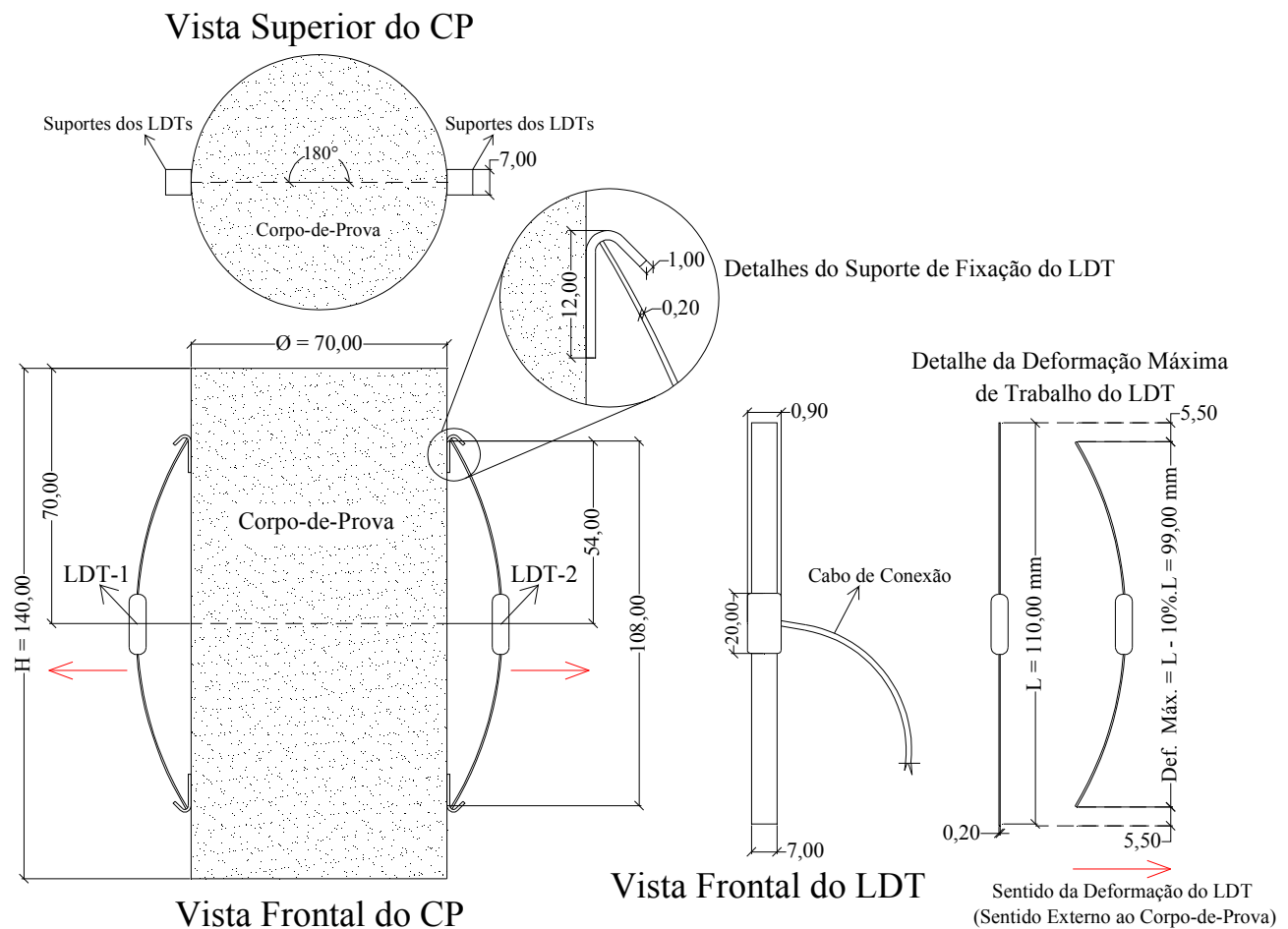


Figura 3.30 – Detalhes em milímetros dos transdutores linear de deslocamento (LDT) e dos seus locais de fixação

e) Após a fixação dos suportes dos LDTs os CPs foram levados para imersão em um recipiente contendo água destilada onde permaneceram durante o período de dois dias.

f) Terminado o período de imersão cujo objetivo era obter um grau de saturação elevado de modo a obter valores mínimos de sucção, e, menor influência desta na resistência da mistura provocada pela cimentação, desenvolvida pelo cimento aliado ao grau de compactação aplicado. Os CPs foram

enxutos superficialmente por um pano úmido e rapidamente levados para a prensa automática (ver Figura 3.31).

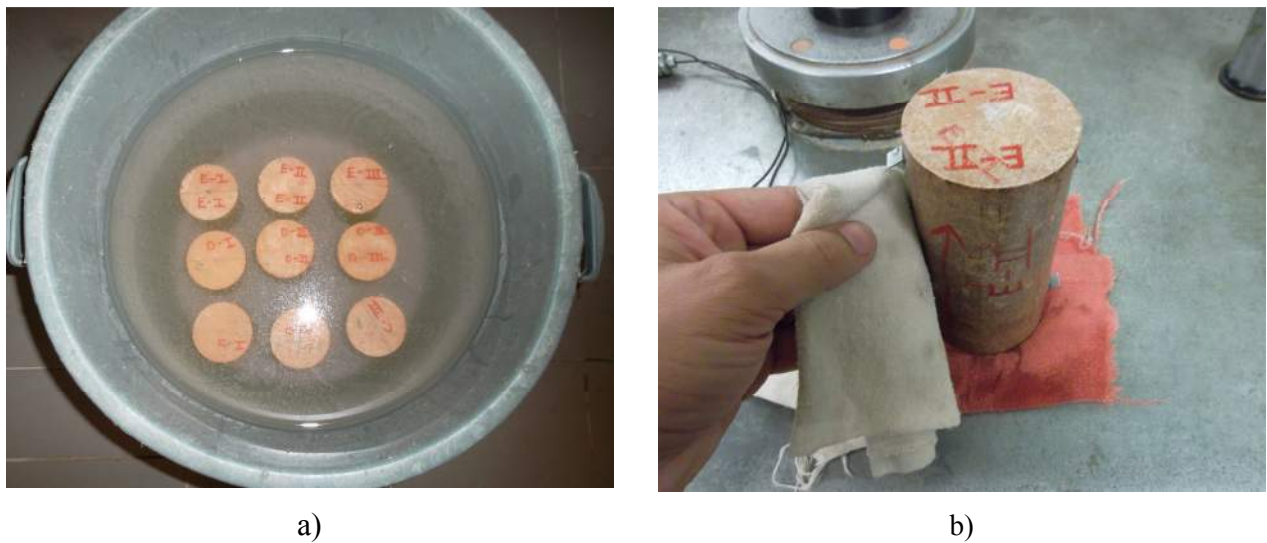


Figura 3.31 – a) CPs em período de imersão e b) Processo de secagem superficial

g) Após colocar o CP na base da prensa (também conhecido como prato da prensa) rapidamente colocaram-se os LDTs na posição correta de deformação.

Os LDTs podem fornecer valores de deformações nos seus dois sentidos. Ao curvar o transdutor para um dos lados o mesmo registra valores menores em relação ao comprimento reto de origem, enquanto que, para o lado oposto registra valores superiores a este. Os detalhes da correta posição de colocação dos LDTs podem ser visualizados na Figura 3.32 e 3.33 a).

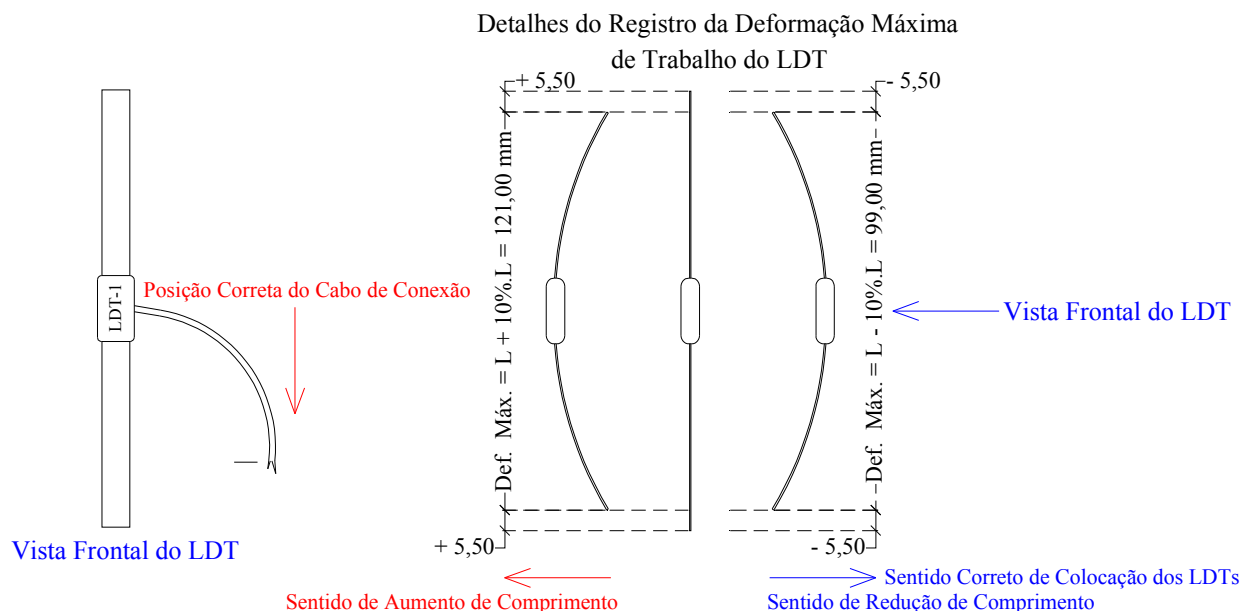


Figura 3.32 – Detalhes da correta colocação dos LDTs

h) Depois da colocação dos LDTs, encostou-se a base da célula de carga no topo do corpo de prova por meio da realização de uma pequena pré-carga de 5,0 N. Para o rompimento dos corpo de prova utilizou-se uma célula de carga de modelo externo com capacidade máxima de vinte quiloNewton (20,0 kN) (ver Figura 3.33 b).

i) Em seguida regulou-se a prensa automática para a velocidade de deformação de 1,00 mm/minuto (conforme estabelecido pela NBR-12253/1992) por meio de ajustes realizados em dois dispositivos de controle. O primeiro dispositivo de controle consiste na alavanca de engrenagens que possui três (03) posições.

A primeira posição (Posição-1: voltada para o interior da prensa) conecta-se a engrenagens de tamanho propício para aplicação de velocidades baixas e a prensa pode ser controlada automaticamente. A segunda posição (Posição-2: ponto-neutro) não se conecta com engrenagens e o controle da prensa é apenas manual. Na terceira posição (Posição-3: voltada para o exterior da prensa) a prensa pode ser controlada automaticamente e, conecta-se a engrenagens de tamanho propício para aplicação de elevadas velocidades (ver Figura 3.34 a)). O segundo dispositivo consiste em um botão giratório que regula a marcha e a velocidade de rotação das engrenagens.



Figura 3.33 – Preparação dos cps na prensa: a) Detalhe da colocação correta do LDT e b) Célula de carga externa de 20 kN

j) Para o prato de elevação da prensa subir (↑) a uma velocidade de 1,00 mm/minuto a alavanca de engrenagens tinha que estar na posição-3 (sentido externo à prensa) e o botão giratório indicando marcha zero (0) com velocidade de rotação das engrenagens igual a trinta e oito (38) divisões (ver Figura 3.34 b)).



a)

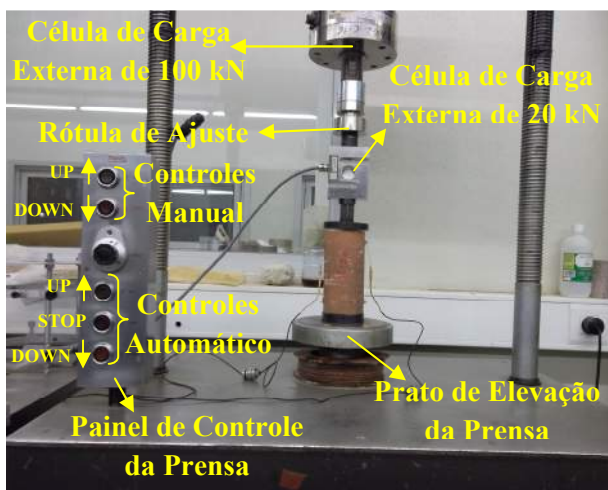


b)

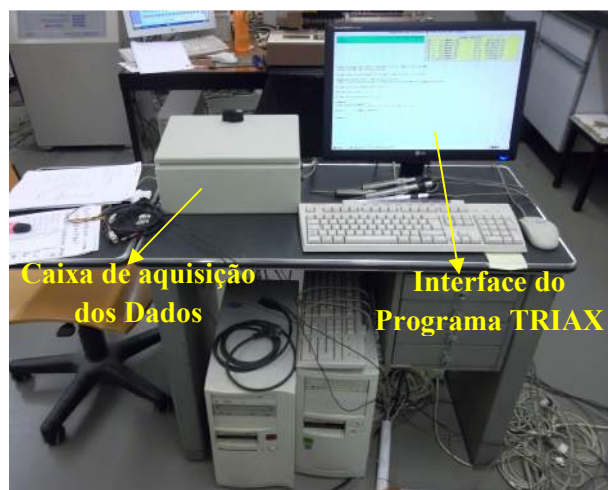
Figura 3.34 – Detalhes dos dispositivos de controle da velocidade de elevação da base da prensa: a) Alavanca de engrenagens e b) Botão giratório

l) Finalizados os ajustes necessários, apertou-se inicialmente o botão **ENTER** no teclado do computador de aquisição e logo em seguida o botão **UP** (UP = para cima↑ e DOWN = para baixo ↓) no painel de controle da prensa, iniciando-se dessa maneira o ensaio. Os dados da carga aplicada com suas respectivas deformações eram obtidos a cada dois segundos e armazenados num ficheiro Excel por meio do programa **TRIAX**.

Na Figura 3.35 mostram-se detalhes da prensa automática e do sistema eletrônico de aquisição dos dados usados na presente pesquisa.



a)



b)

Figura 3.35 – Detalhes da prensa usada no ensaio de cs: a) Controles de ajustes e b) Sistema eletrônico de aquisição dos dados

m) Durante o início dos ensaios foi observada pequena exsudação da água para a superfície externa do CP. Esta migração da água para o exterior era provocada possivelmente pelo processo de compressão que inicialmente diminuía o volume do CP.

n) Após o rompimento realizava-se o processo para determinação da sucção presente, colocando papel filtro (Whatman N^o 42) exatamente nas duas partes da zona onde desenvolveu-se a cunha de ruptura.

Na Figura 3.36 apresenta-se um exemplo da exsudação, os modelos de rupturas observados nas misturas de solo-cimento e solo-cimento-fibra e a colocação do papel filtro na zona onde desenvolveu-se a cunha de ruptura.

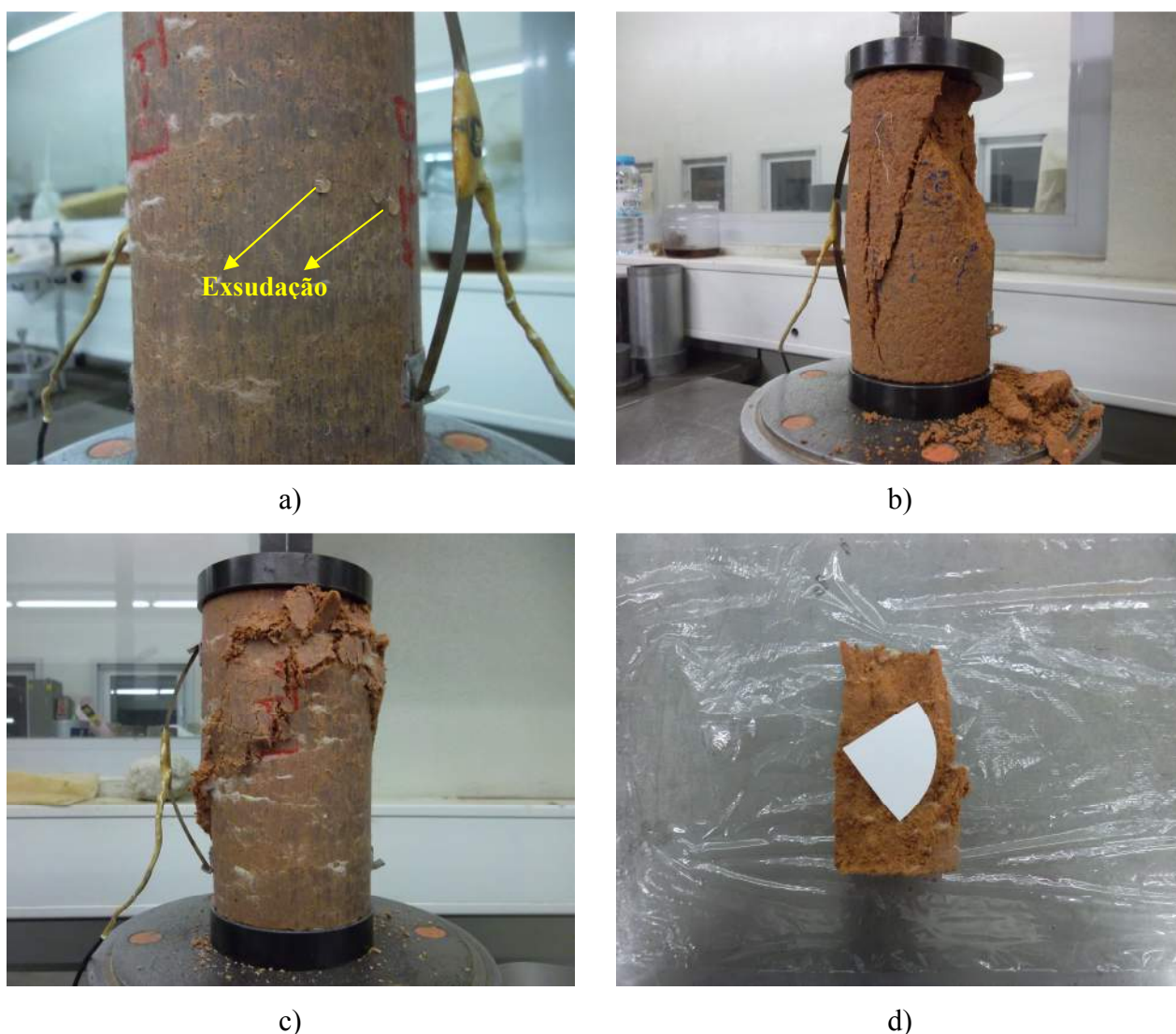


Figura 3.36 – Aspectos da ruptura do cp em cs: a) Exsudação desenvolvida no início do ensaio; b) Modelo de ruptura do solo-cimento; c) Modelo de ruptura solo-cimento-fibra e d) Colocação do papel filtro na cunha de ruptura

3.2.4.3 – Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem

O ensaio de durabilidade, desenvolvido por meio de ciclos de molhagem e secagem, foi realizado com base nos procedimentos contidos na norma NBR-13554 (ABNT 1996). Os procedimentos realizados durante o referido ensaio foram:

- a) Depois dos corpo de prova completarem sete dias de cura em câmara úmida, os mesmos foram pesados e medidas suas dimensões com o auxílio de um paquímetro de precisão igual a 0,02 mm.
- b) Em seguida foram imersos em um recipiente contendo água durante o período de cinco (05) horas (processo de molhagem). Após o período de imersão os CPs foram enxutos superficialmente com um pano úmido e novamente pesados e retiradas suas dimensões (ver Figura 3.37 a)).
- c) Concluídos os procedimentos acima, os CPs foram colocados numa estufa, de temperatura igual a $71 \pm 2^{\circ} \text{C}$, onde permaneceram por quarenta e duas horas (processo de secagem) (ver Figura 3.37 b)).



a)



b)

Figura 3.37 – Ensaio de durabilidade: a) Processo de molhagem por imersão e b) Processo de secagem em estufa

d) Finalizado o tempo na estufa, os CPs foram retirados e deixados esfriar, e em seguida foram pesados e medidas suas dimensões. O intervalo de tempo estabelecido pela norma para que o corpo de prova esfrie e logo em seguida seja realizado o processo de escovagem é de sessenta (60) minutos.

e) Após medir três leituras do diâmetro e três da altura, foi dado início ao processo de escovação com a escova de aço padrão desenvolvida para o respectivo tipo de ensaio, normalizada de acordo com os critérios estabelecidos pela NBR-13554/1996 (ver Figura 3.38).



a)



b)

Figura 3.38 – Detalhes da escova de aço padrão para realização do ensaio de durabilidade conforme a NBR-13554 (ABNT 1996)

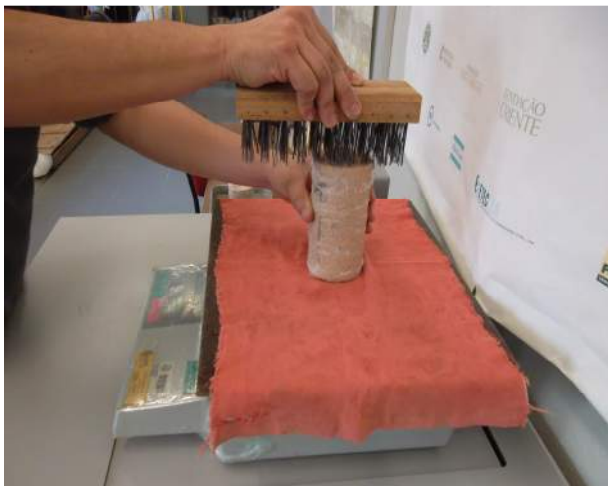
f) A escova utilizada possui tiras de chapa de aço SAE 1020 n^o 26, de 50,80 mm de comprimento por 1,60 mm de largura, reunidas em 50 grupos de 10 tiras cada e montadas em cinco filas longitudinais e dez transversais, em um bloco de madeira dura de 190 mm por 65 mm.

g) O processo de escovação utilizando a referida escova se deu da seguinte maneira: a superfície lateral dos CPs foi escovada de maneira que o eixo longitudinal da escova ficasse paralelo ao eixo longitudinal do CP.

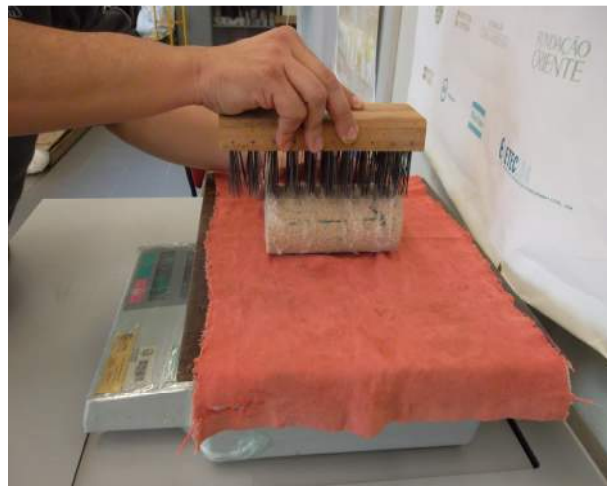
A escovação longitudinal foi aplicada de modo a cobrir toda a área lateral do CP, e segundo a NBR-13554 (ABNT 1996), são requeridas entre 18 e 20 escovações laterais. Em se tratando da escovação das superfícies superior e inferior (topo e base) do CP, a mesma foi realizada esfregando a escova quatro vezes em cada superfície, sendo duas escovações numa direção e as outras duas na direção perpendicular (ver Figura 3.39).

h) De acordo com a norma NBR-13554 (ABNT 1996) durante o processo de escovação deve-se aplicar uma força correspondente a 15 N (1,50 kgf). Portanto, para obter uma melhor precisão na força aplicada, durante o ensaio colocou-se o CP em cima de uma balança eletrônica, de capacidade igual a 10 kgf, e a mesma foi zerada com o peso do CP.

Dessa maneira, quando aplicava-se força durante a escovação podia aproximar a magnitude da mesma para o valor normatizado de 15 N (1,50 kgf).



a)



b)

Figura 3.39 – Detalhes do processo de escovação: a) Topo e da base e b) Lateral ou radial

i) Terminado o processo de escovação, o CP era assoprado por meio de um jato de ar e em seguida pesado e medidas suas dimensões.

O objetivo do jato do ar consistiu em retirar da superfície do CP as partículas finas que desagregavam durante o processo de escovação, mas que continuava em contato com a superfície do CP. Assim o peso final seria apenas a massa que continuava unida pela cimentação e embora esta técnica não esteja contida na norma de referência utilizada (ver Figura 3.40 a)).

O esfriamento e a escovação deram-se no intervalo de tempo de uma (01) hora após a retirada da estufa, conforme estabelecido pela norma.

j) Após finalizar a etapa anterior, foi realizado o ensaio de ondas sísmicas por meio do uso do instrumento ultrassônico Pundit Lab cujo objetivo consistiu em analisar o comportamento dos módulos de deformação máximo ou inicial ($G_{Máx}$ ou G_0) e confinado (M_0) ao final de cada ciclo (ver Figura 3.40 b)).



a)



b)

Figura 3.40 – Etapas do ensaio de durabilidade e sísmico: a) Processo assopro por jatos de ar e b) Medidas de ondas sísmicas

l) Os procedimentos descritos da etapa b) à etapa i), que constitui um ciclo de 48 horas (05 horas de Imersão + 42 horas de estufa + 01 hora entre esfriamento e escovagem = 1 Ciclo de 48 horas) foi repetido mais cinco vezes, conforme estabelecido pela norma.

m) Finalizado os seis ciclos, os corpo de prova foram colocados numa estufa de temperatura entre 105°C e 110°C e retirados após 24 horas.

Os dados obtidos permitiram calcular a variação de volume do corpo de prova n 1 e a perda de massa dos corpo de prova n 2 e n 3 após os seis ciclos descritos pela norma. O ensaio é realizado com três corpos de prova de modo que apenas um fica submetido aos ciclos de molhagem e secagem, enquanto os outros dois ficam submetidos aos ciclos descritos incluindo o processo de escovação.

Na Figura 3.41 ilustra-se a comparação visual de corpo de prova de duas misturas diferentes ao final da realização do respectivo ensaio de durabilidade.

n) Por último, após o término do ensaio de durabilidade os CPs foram imersos num recipiente contendo água destilada durante o período de 48 horas e, logo em seguida, levados a ruptura por ensaio de compressão não confinada que seguiram os procedimentos descritos anteriormente.

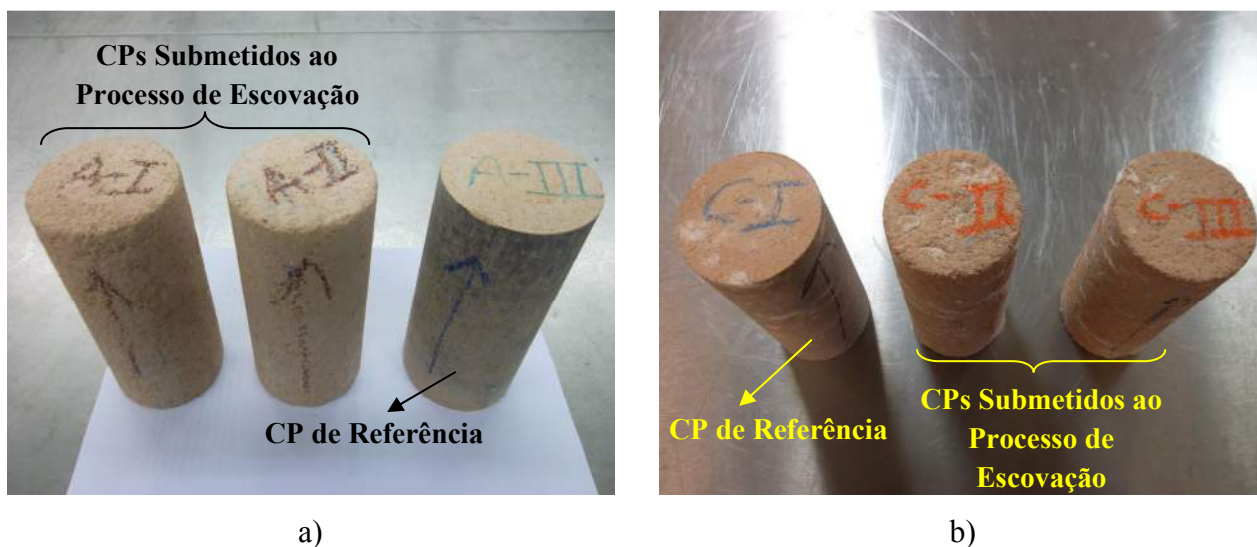


Figura 3.41 – Comparação entre os CPs após o término dos seis ciclos: a) CPs de solo-cimento e b) CPs de solo-cimento-0,50% de FibroMac-6mm

3.2.4.4 – Ensaio de Compressão Não Confinada Após a Realização do Ensaio de Durabilidade

Os procedimentos adotados para realização do ensaio de compressão não confinada, utilizando os corpo de prova submetidos ao ensaio de durabilidade, foram os mesmos adotados para romper os CPs sem ciclos de molhagem e secagem.

A única diferença que existiu entre os procedimentos foi que, para romper os corpo de prova submetidos ao ensaio de durabilidade utilizou-se uma célula de carga de modelo externo com capacidade máxima de carga igual a cem quiloNewton (100 kN), pois todos os corpo de prova para serem rompidos necessitaram da aplicação de uma força superior a 20 kN, que era a capacidade máxima da outra célula de carga externa disponível no LabGeo, utilizada para romper os corpo de prova não submetidos aos ciclos de molhagem e secagem.

Na Figura 3.42 ilustram-se detalhes do processo de ruptura dos CPs utilizando a célula de carga externa de 100 kN.



a)



b)

Figura 3.42 – Detalhes do ensaio de compressão simples: a) Célula de carga modelo externo de 100 kN e b) Processo de ruptura de um CP utilizando a célula de carga externa de 100 kN

3.2.4.5 – Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Para realização do ensaio de tração por compressão diametral fez-se necessário à utilização das seguintes normas: NBR-7222/1994 e EN-13286/2003.

Para realizar os ensaios de tração por compressão diametral, aplicaram-se os mesmos procedimentos adotados para executar o ensaio de compressão simples, porém, com algumas modificações nas medições das deformações e na velocidade de rompimento das amostras. Os detalhes realizados a mais foram:

- a) Após o período de cura de dezenove dias em câmara úmida, antes de serem imersos em um recipiente com água durante dois dias, colou-se na superfície lateral dos CPs, utilizando cola especial, os suportes de fixação dos transdutores lineares de deslocamento (LDT).
- b) Os suportes foram fixados de modo que os LDTs medissem deformações nas posições estabelecidas pela norma EN-13286-43/2003. Os LDTs que se posicionaram na horizontal registravam as deformações horizontais de tração do diâmetro, e os que se posicionavam formando um ângulo de 60° mediam deformações do diâmetro nesta inclinação. Na Figura 3.43 ilustra-se em detalhes a disposição dos LDTs.
- c) Os LDTs posicionados na horizontal tinham comprimento de 160 mm, enquanto os posicionados a 60° , 110 mm. Para obter deformações médias do diâmetro ao longo do CP, foram colocados mais dois LDTs na base, admitindo a mesma disposição de tamanho e localização. Portanto, utilizou-se um total de quatro LDTs, sendo dois na base do corpo de prova e mais dois no topo (ver Figura 3.44 a)).

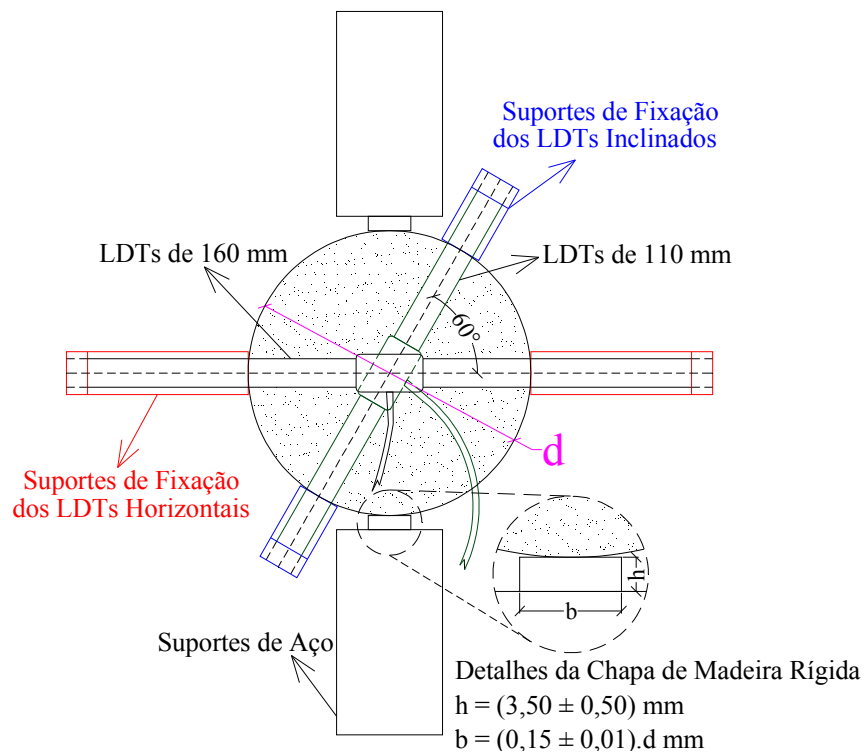
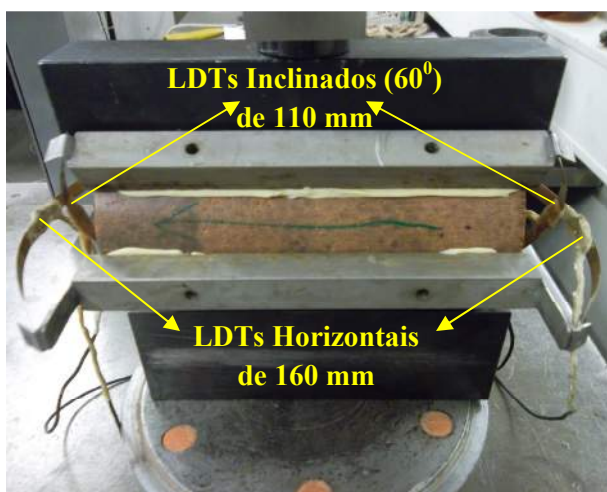


Figura 3.43 – Detalhes da disposição dos LDTs na vista frontal

d) Após a fixação dos suportes dos LDTs, os CPs foram levados para imersão em um recipiente contendo água destilada onde permaneceram durante o período de dois dias (ver Figura 3.44 b)).



a)



b)

Figura 3.44 – Ensaio de tração por compressão diametral a) Vista lateral da disposição dos LDTs na base e no topo do corpo de prova e b) Imersão do CP após colagem dos suportes de fixação dos LDTs

e) Terminado o período de imersão os CPs foram enxutos superficialmente por um pano úmido e rapidamente levados para a prensa automática onde realizou-se o alinhamento vertical da base e do topo do CP em relação aos suportes de aço e, em seguida colocou-se os LDTs (ver Figura 3.45 a)).

f) Para romper os corpo de prova, a norma NBR-7222/1994 estabelece que a carga de ruptura deva ser aplicada continuamente sem choque, com acréscimo constante da tensão de tração a uma velocidade de $0,05 \pm 0,02$ MPa/s, até a ruptura do CP. Devido à imprecisão no controle da velocidade estabelecida pela norma, decidiu-se romper os corpo de prova a uma velocidade de deformação igual a 0,50 mm/minuto.

A velocidade de deformação de 0,05 mm/minuto proporcionou um acréscimo na tensão de tração a uma velocidade da ordem de 0,004087 MPa/s, portanto, inferior ao estabelecido pela NBR-7222/1994, dessa maneira acredita-se que, para obter um incremento de tensão de tração a uma velocidade próxima da estabelecida pela norma, a velocidade de deformação deve ser superior a 1,00 mm/minuto.

g) Para o prato de elevação da prensa subir ($\uparrow$) a uma velocidade de 0,50 mm/minuto a alavanca de engrenagens tinha que estar na posição-3 (sentido externo à prensa) e o botão giratório indicando marcha zero (0) com velocidade de rotação das engrenagens igual a vinte e duas (22) divisões. Na Figura 3.45 b) ilustra-se um exemplo de fissura de um CP.

h) Depois de rompidos, os CPs eram submetidos ao ensaio de sucção por meio da realização da técnica do papel-filtro , conforme procedimentos já descritos em ensaios anteriores.

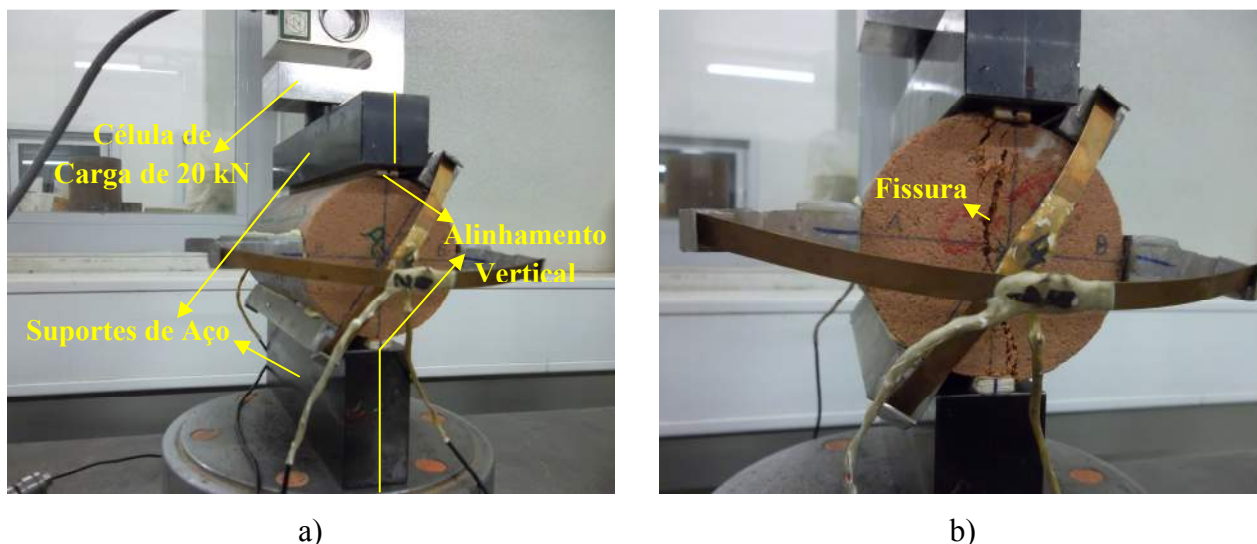


Figura 3.45 – Ensaio de tração por compressão diametral: a) Alinhamento do diâmetro do CP com os suportes de aço e b) Exemplo de rompimento de um corpo de prova

3.2.5 – Metodologia da Quinta Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios Triaxiais Estáticos do Tipo Consolidado Isotropicamente Drenado (CID) para Análise da Influência Individual de Cada Material Incorporado ao Solo nos Parâmetros de Resistência de Mohr-Coulomb

Para realização do ensaio triaxial estático do tipo CID, adotaram cinco etapas distintas que foram as seguintes: montagem do corpo de prova, percolação, saturação, consolidação e rompimento.

→ Etapa de Montagem do Corpo de prova (CP) no Interior da Célula Triaxial

a) Os corpo de prova utilizados no presente ensaio tiveram sua altura (h) reduzida para uma relação com o diâmetro de $h = 1,7\phi$. Esta é a relação limite entre a altura e o diâmetro que um corpo de prova deve possuir para ser ensaiado.

A altura dos CPs foi reduzida devido ao fato das membranas de látex utilizadas possuírem dimensões de 70 x 150 mm, ou seja, caso fosse utilizado CP de altura igual a 140 mm ($h = 2\phi$), a membrana não teria tamanho suficiente para ser acoplada no pedestal da célula (base metálica da célula triaxial onde coloca-se o CP) e também no top cap (cilindro de acrílico colocado no topo do CP).

b) Antes de iniciar o ensaio triaxial, primeiramente realizou-se a calibração da célula de carga (célula de carga de modelo interno à câmara triaxial de capacidade igual 25 kN) e dos sensores de efeito Hall (Figura 3.46).



a)



b)

Figura 3.46 – Instrumentação usada no ensaio CID: a) Célula de Carga utilizada e b) Sensores de efeito Hall e seus suportes

c) A calibração da célula de carga foi feita a partir de um aparelho eletrônico que registra automaticamente a força aplicada em função carga recebida. Este aparelho funciona como se fosse uma balança eletrônica para peso, em que para cada carga aplicada o mesmo registra a real força exercida, ou seja, consiste num tipo de célula de carga de referência.

d) Primeiramente colocou-se a célula de carga a ser calibrada em cima do aparelho eletrônico registrador de carga, em seguida ambos os equipamentos foram colocados na parte móvel da prensa automática (Figura 3.47 a)). Em seguida conectou-se o aparelho registrador de carga a outro equipamento que indica a leitura da carga aplicada por meio de um visor digital (Figura 3.47 b)).



a)



b)

Figura 3.47 – Aspectos da calibração da célula de carga: a) Aparado registrador de carga e b) Visor digital de indicação de carga

e) A célula de carga a ser calibrada foi conectada a um sistema de aquisição que realiza as leituras das tensões (voltagem) que por sua vez encontra-se ligado ao software TRIAX, que associa cada valor de carga aplicada com a respectiva tensão produzida e, ao final da calibração, obtêm-se uma curva de regressão das variáveis relacionadas que origina a curva de calibração da célula de carga de 25 kN. O primeiro passo consiste em definir o zero.

Após definir a tensão inicial levanta-se manualmente a parte móvel da prensa automática, que por sua vez tende a comprimir todo o conjunto, desenvolvendo dessa maneira cargas. Acrescentam-se cargas a uma razão de 250 N, associando cada valor à respectiva tensão elétrica desenvolvida, até se aproximar do valor da capacidade da célula de carga. Ao final obtêm-se a curva resultante do processo que consiste numa reta.

f) Os sensores de efeito hall foram calibrados fazendo-se uso de dois tipos de aparelho. Os sensores utilizados para medir as deformações verticais foram calibrados utilizando o aparelho ilustrado na

Figura 3.48 a), enquanto, o sensor utilizado para medir a deformação radial foi calibrado utilizando o aparelho ilustrado na Figura 3.48 b).



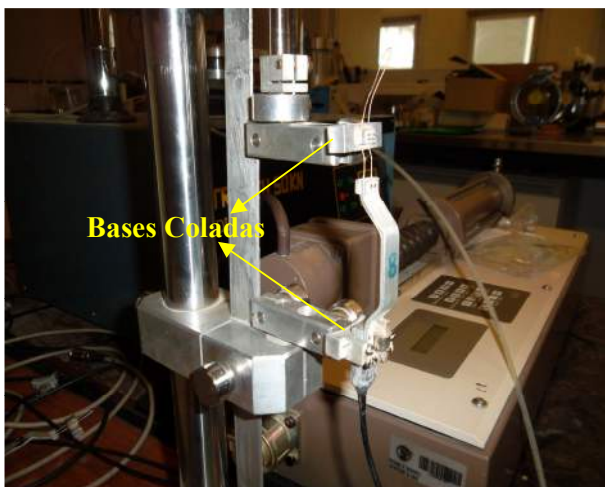
a)



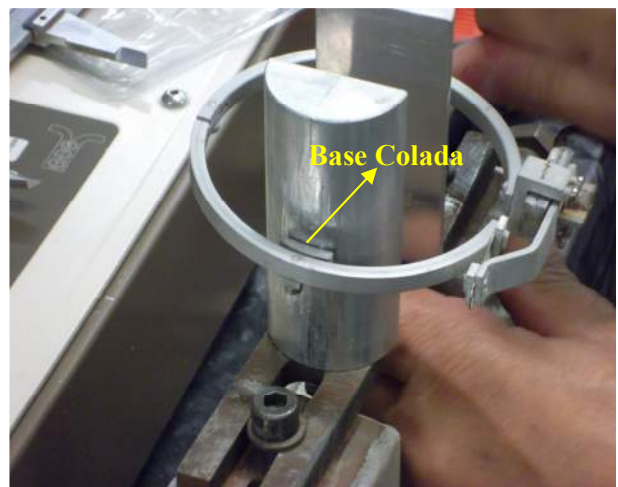
b)

Figura 3.48 – Aparelhos de calibragem dos sensores de efeito Hall para: a) Sensores de medição vertical e b) Sensores de medição radial

g) Os sensores foram calibrados da seguinte maneira: Primeiramente, utilizou-se uma cola do tipo instantânea, para unir as bases dos sensores com os pontos específicos de movimento dos aparelhos de calibração (Figura 3.49).



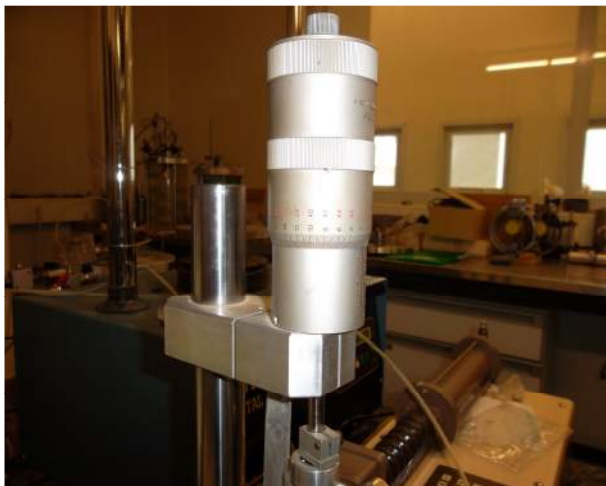
a)



b)

Figura 3.49 – Aparelhos de calibragem dos sensores de efeito Hall para: a) Sensores de medição vertical e b) Sensores de medição radial

h) Em seguida, por meio de um micrometro, com precisão igual a 0,002 mm (Figura 3.50) instalado no aparelho calibrador, movimentava-se manualmente o mesmo até obter uma deformação igual a 0,5 mm, e logo após digitava-se o valor 0,5 no campo **VALOR DA LEITURA**, contido no menu **CALIBRAÇÃO** do programa **MULTIGEO** versão VI.



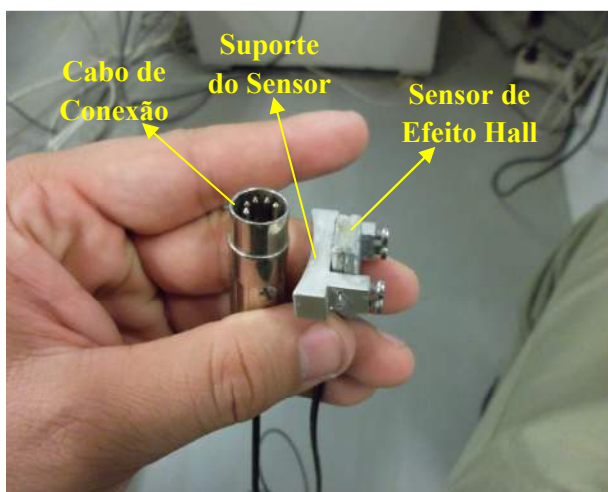
a)



b)

Figura 3.50 – Micrômetros acoplados nos aparelhos de calibragem: a) Vertical e b) Horizontal

Antes de registrar o valor 0,5, primeiramente era necessário definir no programa MULTIGEO VI o canal a ser calibrado, ou seja, definir o canal em que o cabo de conexão do sensor de efeito Hall encontrava-se conectado na caixa de aquisição de dados, logo em seguida, definia-se o tipo de condutor que estava a ser calibrado (sensor de Efeito Hall) e a unidade correspondente (mm) (Figura 3.51).



a)



b)

Figura 3.51 – Detalhes da calibração: a) Sensor de efeito Hall com suporte e cabo de conexão e b)

Cabo de conexão do sensor conectado na caixa de aquisição de dados

i) Após registrar o valor de 0,5, era obtido no programa o coeficiente de calibração do respectivo ponto. Para calibração dos sensores verticais foram necessários obter 12 pontos, ou seja, um coeficiente de calibração (1 ponto) era obtido para cada acréscimo de 0,5 mm de deformação imposto no micrometro, dessa forma, o sensor de efeito Hall vertical podia registrar medidas de deformação por meio de movimentos em relação a uma base fixa num percurso de no máximo 6,0

mm. Em se tratando da calibração do sensor de efeito Hall radial, devido ao fato do suporte do sensor admitir o modelo circular, só foi possível obter um percurso de deformação igual a 4,0 mm. Para facilitar o entendimento de como o sensor de efeito Hall registra as deformações desenvolvidas num CP, ilustra-se a seguir na Figura 3.52 alguns detalhes.

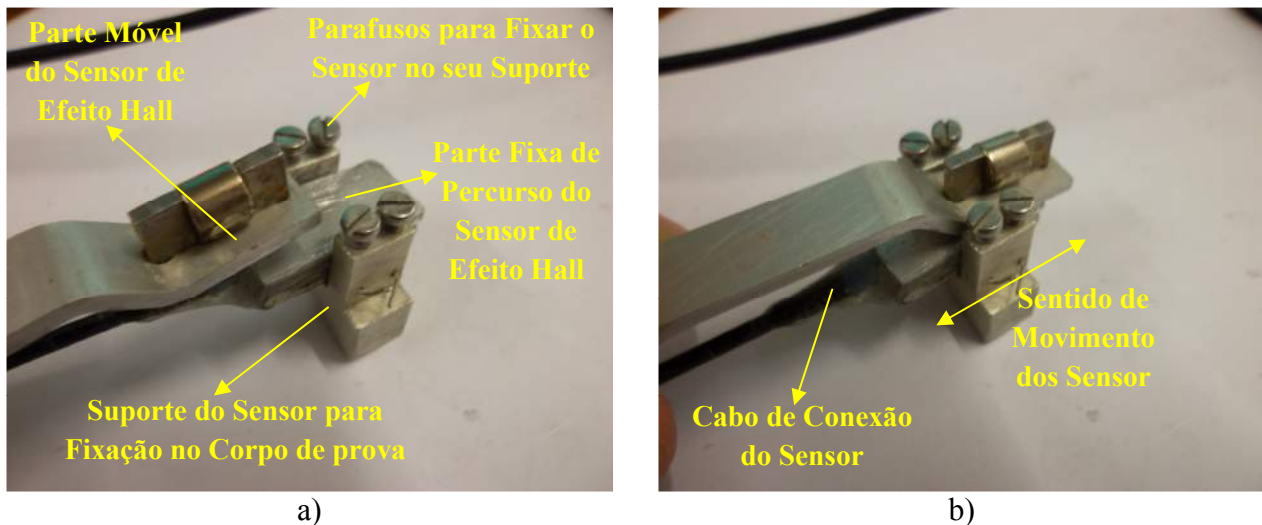


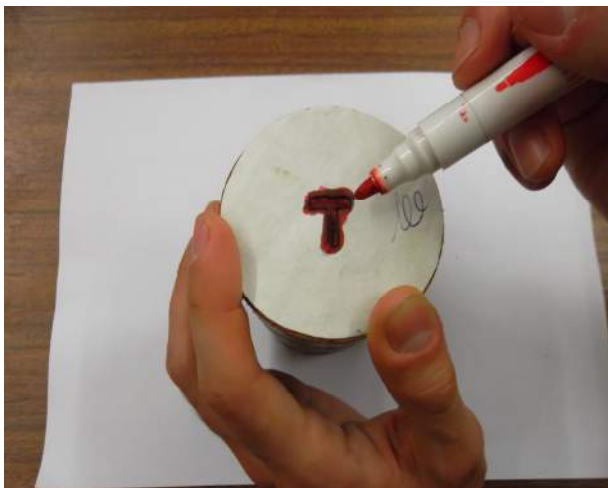
Figura 3.52 – Detalhes do sensor: a) Componentes do sensor de efeito Hall e b) Sentido de movimento do sensor para registro de deformações no CP

j) Terminada a fase de calibrações do transdutor de medição de força (célula de carga) e do transdutor de medida de deformação (sensores de efeito Hall), deu-se início ao processo preparação do corpo de prova para montagem do ensaio triaxial. Após o processo de desmoldagem do CP, o mesmo era pesado e medidas suas dimensões.

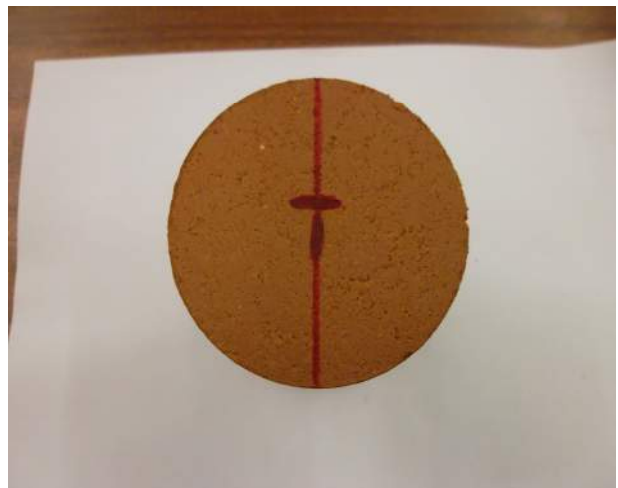
Em seguida, com o auxílio de um molde circular de papel que continha a posição e as dimensões aproximadas dos transdutores denominados *bender elements* (elementos de flexão) e *extender elements* (elementos de extensão) ou transdutores piezoelétricos, era desenhado, na base e no topo do CP, o formato dos transdutores, mantendo-os sempre na mesma posição, tanto no topo como na base.

Posteriormente, com o auxílio de um estilete realizava-se aberturas de dimensões mais próximas possíveis das dimensões dos transdutores citados, objetivando, um contato mais próximo entre o transdutor e o maciço do CP (Figura 3.53).

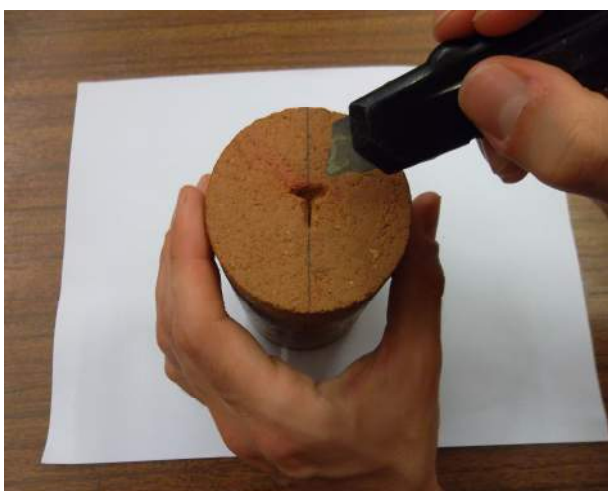
Foi necessário realizar um rebaixo de aproximadamente 1,50 mm ao redor da abertura de encaixe dos bender e extender, apenas no topo do CP. Este rebaixo permitiu um melhor ajuste do top cap no corpo de prova, visto que o anel de fixação dos transdutores citados, situado no top cap de acrílico, encontrava-se exposto causando uma pequena irregularidade na superfície do top cap (Figura 3.53).



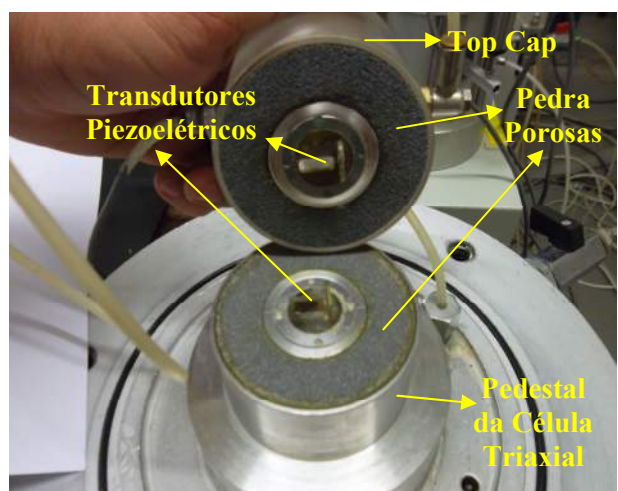
a)



b)



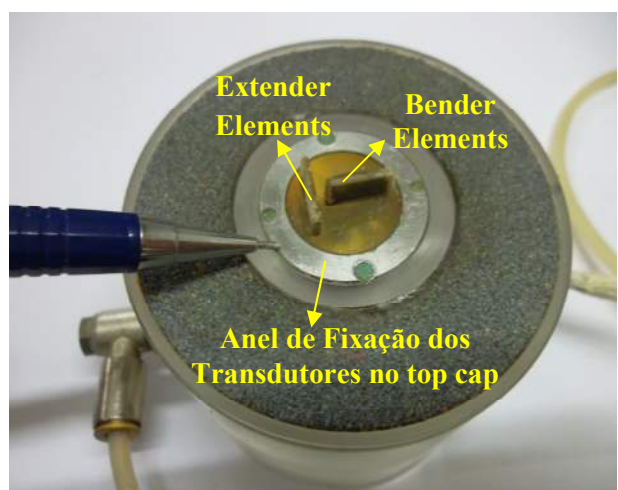
c)



d)



e)



f)

Figura 3.53 – Detalhes da instalação dos transdutores piezocerâmicos: a) Marcação do formato dos transdutores; b) Modelo de marcação; c) Abertura de encaixe; d) Alinhamento dos transdutores; e) Rebaixamento e f) Anel de fixação dos transdutores

l) Após terminar os ajustes necessários realizados no CP, para encaixe dos transdutores citados, colocou-se o papel filtro sobre as pedras-porosas, cujo objetivo consiste em evitar a obstrução das pedras-porosas por carreamento de finos do solo pelo movimento da água ao longo do CP durante a fase de percolação do mesmo.

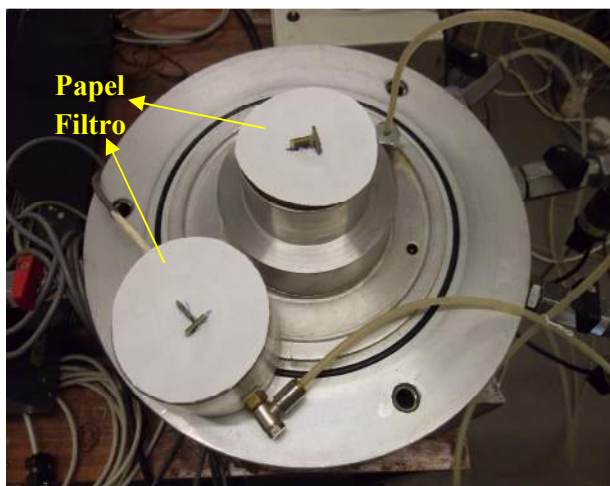
De acordo com a norma ASTM-D3999-91/2003, o coeficiente de permeabilidade de um papel-filtro deve apresentar a seguinte condição, $K_{\text{Papel-Filtro}} \geq 1.10^{-4}$ mm/s. Ainda segundo esta norma, o coeficiente de permeabilidade das pedras-porosas/discos-porosos pode ser aproximadamente igual ao de uma areia fina, $K_{\text{Pedra-Porosa}} = 1.10^{-3}$ mm/s.

m) Antes de colocar o CP sobre o pedestal da célula triaxial, primeiramente foi colocada uma pequena quantidade de massa (material que passava na peneira de n^0 40, do próprio solo em estudo, acrescido de uma quantidade de água de modo a tornar o solo plástico) nas aberturas realizadas para encaixe dos transdutores piezoelétricos, de maneira a preencher por completo as duas aberturas existentes na base e no topo do CP.

O objetivo deste preenchimento foi desenvolver um melhor contato dos transdutores com o corpo de prova e proporcionando uma melhor transmissão das ondas de compressão (onda primária ou onda P) e de cisalhamento (onda secundária ou onda S), desenvolvidas, respectivamente, pelos transdutores *Extender* e *Bender Elements*.

n) Logo depois, colocou-se o CP no pedestal da célula triaxial e por meio de um encamisador (tubo de PVC de 2,00 mm de espessura com $\phi = 74,50$ mm e $h = 115,00$ mm) revestiu-se o CP com uma membrana de látex ($\phi = 70,00$ mm x 150,00 mm x 0,40 mm). Após o encamisamento do CP, colocou-se o top cap e os o-rings (anéis de borracha) para vedação da membrana no top cap e o pedestal.

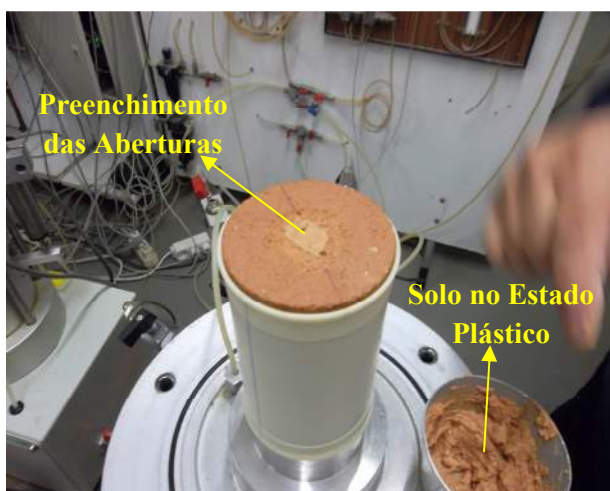
o) Para fixação dos suportes dos sensores de efeito Hall no CP, foi necessário marcar na membrana a posição exata em que os mesmos seriam colados. Dessa maneira, com o auxílio de um paquímetro e uma caneta esferográfica determinou-se a metade da altura do CP (posição em que ficava fixa as bases do suporte dos sensores que registrava a deformação radial), e os pontos ao longo de sua altura que ficava diametralmente opostos (posições em que eram fixadas as bases dos suportes dos dois sensores de efeito Hall que registravam a deformação axial). As bases dos suportes verticais dos sensores Hall eram coladas a uma distância de 80 cm, sendo, portanto, 40 cm acima da linha média da altura do CP e os outros 40 cm abaixo da mesma. Por meio da Figura 3.54 ilustra-se as atividades descritas anteriormente.



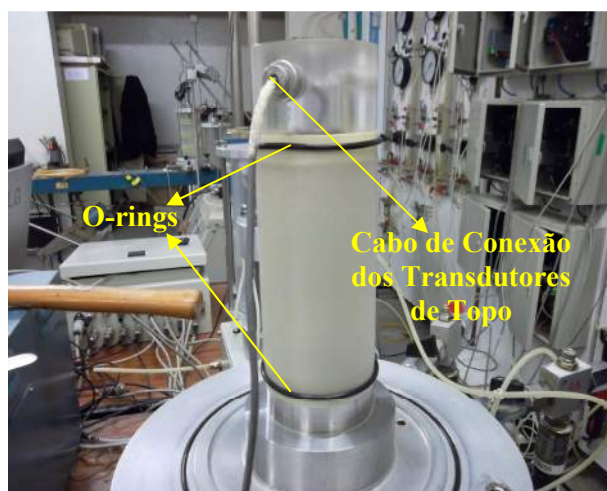
a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.54 – Detalhes da preparação do ensaio CID: a) Colocação do papel filtro; b) Encamisador de PVC; c) Preenchimento das aberturas com solo; d) Fixação do top cap e dos o-rings; e) Marcação das posições das bases dos suportes dos sensores e f) Fixação das bases do suporte radial

p) Após fixar com cola instantânea as bases dos suportes dos sensores de efeito Hall nas posições marcadas, conectava-se a mangueira de drenagem superior no top cap (Figura 3.55 a)) e, em seguida, era colocada a célula triaxial (de máxima pressão de trabalho igual a 1700 kN/m^2) sobre sua base.

Antes da fixação da tampa metálica da célula, realizava-se um pequeno ajuste de tamanho na parte dos cabos de conexão dos transdutores (bender e extender element e sensores de efeito Hall) que ficavam internos à célula.

Esses ajustes eram feitos através de uma peça metálica que permitia a passagem, pelo seu interior, dos fios de conexão dos transdutores e, servia também como tampo de vedação na parte inferior da tampa da célula (Figura 3.55 b)). Por fim, apertava-se a tampa e enchia a célula com água destilada.



Figura 3.55 – Detalhes do fechamento da célula de carga: a) Mangueira de drenagem superior e b) Tampo de ajuste dos cabos dos transdutores

Terminada a fase de montagem do corpo de prova no interior da célula triaxial, foi dado início a fase de percolação.

→ Etapa de Percolação do Corpo de prova

a) A fase de percolação consiste em aplicar um fluxo ascendente, no sentido base → topo do corpo de prova, cujo objetivo é eliminar a capacidade de absorção da amostra por diminuição dos vazios de ar contidos na mesma, e consequentemente tornar o solo mais susceptível de ser saturado por se encontrar mais permeável devido ao fluxo que se encontra em movimento.

b) A etapa de percolação (Figura 3.56) do CP consistiu basicamente em aplicar uma pressão confinante (pressão fornecida na água externa ao CP) igual a $\sigma_3 = 20$ kPa e uma contra-pressão (pressão fornecida pela água ao interior do CP) igual a $\mu = 15$ kPa, durante o período de 24 horas.

c) Geralmente a etapa de percolação é considerada finalizada quando o volume de água percolado ($V_{\text{Percolado}}$), passa a ser igual a duas vezes o volume de vazios (V_{Vazios}) contidos no CP.

Dessa maneira, com base nos dados de moldagem do CP e por meio do cálculo dos seus índices físicos, obtinha-se a sua porosidade ($n = 0,247$), que multiplicada pelo seu volume ($V_{\text{CP}} = 468,98 \text{ cm}^3$) determinava-se o volume de vazios contidos no mesmo ($V_{\text{Vazios}} = n \times V_{\text{CP}} = 0,247 \times 468,98 = 115,84 \text{ cm}^3$). Determinado o volume de vazios, obtinha-se o $V_{\text{Percolado}} = 2 \times V_{\text{Vazios}}$, portanto, $V_{\text{Percolado}} = 2 \times 115,84 = 231,68 \text{ cm}^3$. Os dados numéricos acima se referem apenas ao corpo de prova 01 moldado apenas com solo, a título de exemplo.

d) Terminado o período de 24 horas, era observado se o volume de água percolado correspondia ao volume calculado, em caso afirmativo, passava-se para a etapa de saturação.

e) No presente estudo, notou-se que o volume percolado era bastante inferior ao calculado, e, foi decidido aumentar a pressão confinante para $\sigma_3 = 30$ kPa e a contra-pressão para $\mu = 20$ kPa, objetivando obter um estado de pressão mais propício para o processo de percolação.

Com base no exposto, duplicou-se a diferença entre σ_3 e μ ($\sigma_3 - \mu = 30 - 10 = 10$ kPa) em relação ao primeiro par de tensões aplicada ($\sigma_3 - \mu = 20 - 15 = 5$ kPa).

f) O novo estado de pressão aplicado permaneceu por mais 24 horas, e mesmo assim, o volume total de água percolada ao longo do CP ($V_{\text{Per. de Ensaio}} = 45 \text{ cm}^3$) durante 48 horas, permanecia bastante inferior ao previsto no cálculo.

Concluiu-se, portanto, que o esforço de compactação aplicado juntamente com a característica granulométrica do solo contribuíram para um satisfatório rearranjo estrutural da matriz de modo a torná-la muito densa e consequentemente bastante impermeável.

Assim, não foi viável prosseguir no aumento de tensões (σ_3 e μ) objetivando induzir a percolação, uma vez que diante do estado denso em que se encontra a matriz do CP poderia provocar uma consolidação do mesmo dificultando ainda mais o processo de percolação.

g) É fundamental compreender que, durante o processo de percolação, a pressão confinante aplicada deve ser sempre inferior à pressão de consolidação desejada. Esta alegação justifica-se com base na diferença de pressão existente entre a base e o topo do CP. Por exemplo, ao iniciar o processo de percolação aplicando as pressões: Pressão confinante = 20 kPa e contra-pressão = 15 kPa, o corpo

de prova sofre uma consolidação de apenas 5 kPa ($CP - BP = 20 - 15 = 5$ kPa) em sua base e 20 kPa ($CP - BP = 20 - 0 = 20$ kPa) em seu topo.

Uma vez que o topo do CP encontra-se aberto para a pressão atmosférica, não existe pressão interna no topo do corpo de prova, o que implica dizer que a contra-pressão de topo é igual à zero (0) kPa.

Essa diferença de pressão interna desenvolve um gradiente hidráulico de 15 kPa ao longo da altura do corpo de prova (15 kPa da contra-pressão de base menos 0 kPa da contra-pressão de topo).

Na Figura 3.56 mostra-se uma exemplificação da referida explicação.

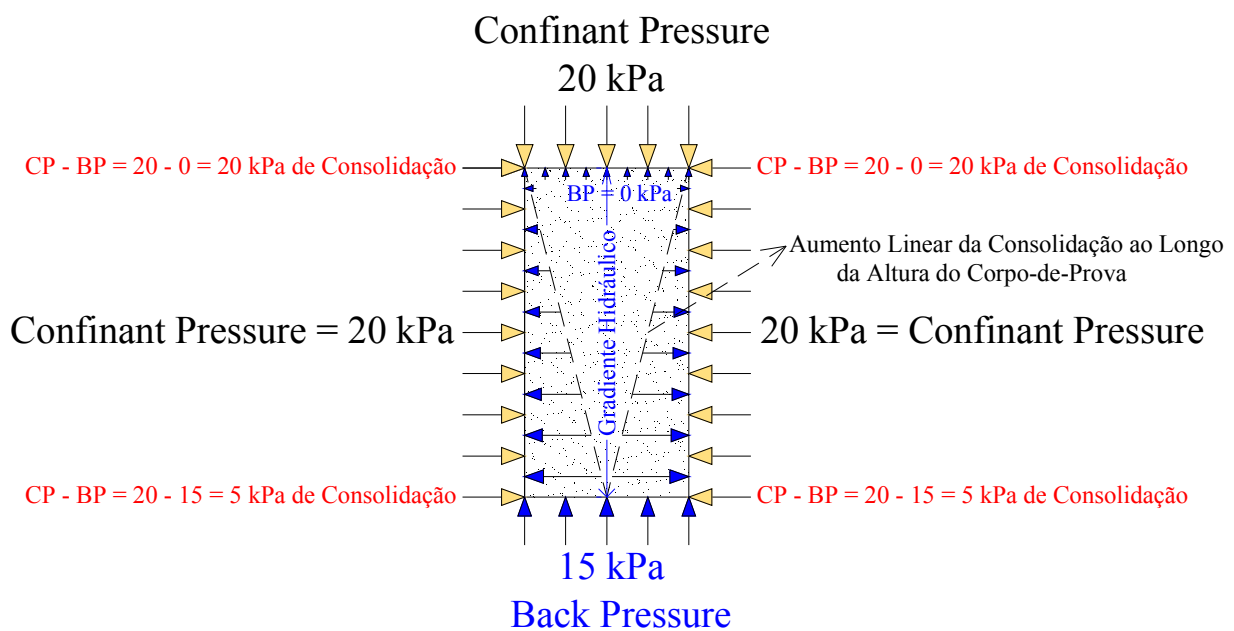


Figura 3.56 – Detalhes do aumento da pressão de consolidação ao longo da altura do corpo de prova durante a etapa de percolação

h) Para evitar maior gasto de tempo no processo de percolação e também por se tratar de um ensaio triaxial do tipo CID, ou seja, um ensaio em que a pressão neutra ou poro-pressão é dissipada, decidiu-se passar para a etapa de saturação do CP.

É importante obter o volume percolado igual ao volume de cálculo ($V_{\text{Percolado}} = 2 \times V_{\text{Vazios}}$), pois dessa maneira é de se esperar um grau de saturação satisfatório para pequenas pressões (σ_3 ; μ). Caso contrário, deve-se aplicar elevadas pressões para se obter valores satisfatórios do parâmetro $\bar{B}$ de Skempton.

→ Etapa de Saturação do Corpo de prova

a) A fase de saturação consiste em preencher todos os espaços vazios da amostra com água, de modo a se obter uma influência mínima da sucção já que esta aumenta com o número de vazios preenchidos pelo ar.

É na fase de saturação que o ar contido nos vazios, não expulso pela pressão da água durante a fase de percolação, passa a ser dissolvido na água devido ao aumento de sua pressão.

b) Na presente metodologia de ensaio, a etapa de percolação consistiu primeiramente em fornecer, a partir do último estado de pressão aplicado na fase de percolação, portanto, a partir de $\sigma_3 = 30$ kPa e $\mu = 20$ kPa, um aumento na pressão confinante a uma razão de 30 kPa a cada 60 minuto sempre mantendo uma diferença de 10 kPa em relação à contra-pressão, até chegar ao par de tensões $\sigma_3 = 310$ kPa e $\mu = 300$ kPa.

O movimento ascendente da água deve ser suficientemente lento, de modo que seja minimizado o aprisionamento dos bolsões de ar, e, com base na experiência adotou-se a razão de incremento de pressão. Em princípio, o último estado de pressão aplicado, geralmente, contribui para um grau satisfatório de saturação em solos com características físicas semelhantes ao do presente estudo.

c) Para determinar o grau de saturação presente na estrutura maciça do CP, recorreu-se a determinação do parâmetro de poro-pressão ($\bar{B}$) de Skempton.

d) O parâmetro de poro-pressão $\bar{B}$ de Skempton, determina o grau de saturação presente no maciço do CP, indicando a percentagem de água que ocupa os vazios existentes na estrutura do mesmo.

Se os vazios existentes na estrutura do maciço do CP estiverem totalmente preenchidos com água, isto implica afirmar que a variação da pressão interna do corpo de prova ($\Delta\mu$) é idêntica a variação da pressão externa ($\Delta\sigma_3$) do mesmo.

Caso contrário, se a água contida no interior da estrutura do CP estivesse ocupando parcialmente os vazios de sua estrutura, pode-se afirmar que a variação da pressão interna ($\Delta\mu$) será sempre inferior à variação da pressão externa. A não transmissão total de diferença de pressão externa é provocada pela presença do ar que é um elemento compressível, e portanto, passa a “absorver” parte desta diferença de pressão.

A estimativa da poro-pressão gerada é feita admitindo a validade da Lei de Hook, válida, para materiais elásticos, isotrópicos e lineares. Dessa maneira, admitindo que os grãos sólidos do

solo sejam incompressíveis, a variação de volume desenvolvida é igual à variação de volume de vazios ($V_{\text{vazios}} = V_{\text{Água}} + V_{\text{Ar}}$).

e) Para se determinar o parâmetro $\bar{B}$, inicialmente é necessário obter um par de tensões (σ_3 , μ) de referência, ou seja, fixo. Assim sendo, fechou-se a válvula que permitia a passagem de água para desenvolver a contra-pressão no interior do CP e, anotaram-se os valores registrados pelo programa **MULTIGEO** versão **VI**, que foram, $\sigma_3 = 309,60$ kPa e $\mu = 299,70$ kPa.

f) A válvula fechada (cor vermelha) era localizada antes do transdutor de pressão. O transdutor de pressão é um instrumento que possui um diafragma sensível à variação de pressão na água, produzindo um sinal elétrico proporcional, que é medido por instrumentos eletrônicos digitais.

O transdutor de pressão registrava a pressão real que estava contida no interior do CP quando a pressão de confinamento era mantida constante pelo sistema de ar ($\sigma_3 = 309,60$ kPa). Caso não fosse fechada a torneira, quando se variasse σ_3 o sistema automaticamente manteria a contra-pressão sempre com uma diferença de 10 kPa em relação à σ_3 e, não determinava a verdadeira variação interna de pressão.

g) Logo depois, fechou-se primeiramente a válvula de cor preta (situada entre a câmara triaxial e o transdutor de pressão), que permitia a passagem de água para desenvolver a pressão de confinamento. O objetivo do fechamento da referida válvula, era evitar o incremento de pressão confinante lentamente no interior da célula triaxial.

h) Após fechar esta válvula, programou-se no **MULTIGEO** um aumento apenas na pressão de confinamento de 20 kPa ($\sigma_3 = 309,60 + 20$ kPa) e, após o sistema registrar o aumento de pressão requerida, abriu-se imediatamente a referida válvula e anotou-se os novos valores obtidos de pressões. Na Figura 3.57 ilustram-se estes aparatos. A norma ASTM-D3999-91/2003 padroniza um incremento na pressão de confinamento de 35 kPa para medir o parâmetro $\bar{B}$.

i) Os valores obtidos de pressão foram $\sigma_3 = 329,80$ kPa e $\mu = 317,40$ kPa. Com os resultados das pressões obtidas, calculou-se o valor do parâmetro $\bar{B}$ da seguinte maneira:

$$\bar{B} = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma_3} = \frac{(317,40 - 299,70)}{(329,80 - 309,60)} = \frac{17,7 \text{ kPa}}{20,2 \text{ kPa}} = 0,876 \text{ (Equação 3.2)}$$

j) Conclui-se que o par de pressões definido ($\sigma_3 = 310$ kPa e $\mu = 300$ kPa) para saturar o presente tipo de material, não proporcionou um grau de saturação julgado satisfatório ($S_0 = 87,6$ %). A norma ASTM-D3999-91/2003 estabelece que o parâmetro $\bar{B}$ deve atender valores superiores à $\bar{B} \geq 0,95$.

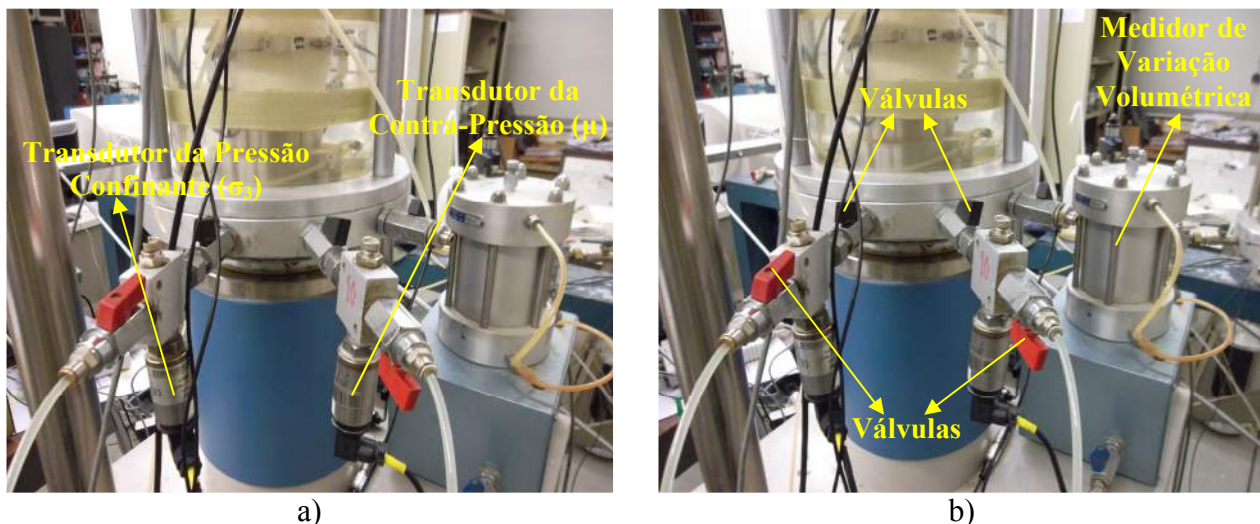


Figura 3.57 – Aparato de controle no triaxial: a) Transdutores de pressão, confinante (σ_3) e contra-pressão (μ) e b) Válvulas de pressão d água

l) Assim, decidiu-se aumentar as pressões para $\sigma_3 = 510$ kPa e $\mu = 500$ kPa, mantendo sempre a razão de 30 kPa/60 minuto, objetivando um grau de saturação mais elevado. Após o sistema registrar o novo par de tensões definido, repetiu-se os procedimento descritos anteriormente e obteve-se o seguinte valor de $\bar{B}$.

$$\bar{B} = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma_3} = \frac{(519,20 - 499,80)}{(530,10 - 510,30)} = \frac{19,40 \text{ kPa}}{19,80 \text{ kPa}} = 0,9797$$

m) Obtido o grau de saturação julgado satisfatório, deu-se inicio a penúltima etapa denominada de consolidação.

→ Etapa de Consolidação do Corpo de prova

a) O objetivo da fase de consolidação é permitir que a amostra adquira um equilíbrio em condição drenada sob a pressão efetiva de consolidação aplicada ($\sigma_{\text{Consolidação}} = \sigma_3 - \mu$).

b) Devido ao fato da aplicação estudada ser como camada superficial de pavimento, uma estrutura localizada a pequena profundidade da superfície do terreno, esta estará submetida a pequenas tensões de confinamento efetivo. Assim, foi decidido realizar os ensaios triaxiais do tipo consolidado isotropicamente drenado (CID), que corresponde à verdadeira condição em que se encontra qualquer tipo de pavimento, e aplicar, tensões de consolidação consideradas baixas; 20, 50 e 200 kPa, esta última considerada elevada para proporcionar conhecimento mais amplo do material.

c) Assim sendo, a etapa de consolidação consistiu em manter uma diferença entre a pressão de confinamento (pressão na câmara triaxial) e a contra-pressão (pressão neutra) constante, durante um

período de 12 horas. Objetivo é estabilizar a estrutura do material em estudo no estado de pressão definido, para a partir de então iniciar o processo de ruptura/rompimento.

d) A partir do último estado de pressão aplicado na fase de saturação ($\sigma_3 = 510$ kPa e $\mu = 500$ kPa), decidiu-se manter constante μ e aumentar σ_3 , conforme fosse a pressão de consolidação do ensaio:

- Pressão de consolidação de 20 kPa $\rightarrow \sigma_3 - \mu = 20$ kPa $\rightarrow \sigma_3 - 500 = 20$ kPa $\rightarrow \sigma_3 = 520$ kPa;

- Pressão de consolidação de 50 kPa $\rightarrow \sigma_3 - \mu = 50$ kPa $\rightarrow \sigma_3 - 500 = 50$ kPa $\rightarrow \sigma_3 = 550$ kPa;

- Pressão de consolidação de 200 kPa $\rightarrow \sigma_3 - \mu = 200$ kPa $\rightarrow \sigma_3 - 500 = 200$ kPa $\rightarrow \sigma_3 = 700$ kPa.

Portanto, para os três estados de pressão de consolidação adotadas foram necessários três corpo de prova.

A norma AASHTO-T307/99 – Standard Method of Test For Determining of Resilient Modulus of Soil and Aggregate Materials, preconiza que as tensões de condicionamento que devem ser aplicadas objetivando representar o estado de confinamento atuante nos materiais do subleito e das camadas de base e/ou sub-base são respectivamente:

- subleito: 13,8, 27,6 e 41,4 kPa;

- camada de base/sub-base: 20,7, 34,5, 68,9, 103,4 e 137,9 kPa.

Observa-se que as tensões de consolidação aplicadas durante os ensaios CID não divergem muito das preconizadas pela referida norma.

e) Um corpo de prova é considerado consolidado quando não mais se observa movimento de fluxo de água em seu interior. Portanto, sempre no início do processo de consolidação o medidor de variação volumétrica (ver Figura 3.57 b)) foi ligado e anotado o valor inicial do volume registrado. Após observar, pelo medidor de variação volumétrica, valor constante de volume o corpo de prova foi considerado como consolidado e, deu-se início ao processo de ruptura do CP.

→ Etapa de Rompimento do Corpo de prova

a) Antes de iniciar a etapa de rompimentos dos CPs fez-se necessário ajustar os sensores de medição. De maneira lenta e cuidadosa, ajustou-se a célula de carga ao top cap e, ao perceber que a mesma começava a registrar pequenas cargas (aproximadamente 1,0 N ou menos) parou-se o ajuste da mesma. Em seguida, zerou-se o LVDT (LVDT – Linear Variable Differential Transformer) de deformação externa, localizado na parte superior da célula triaxial, e também o medidor de variação volumétrica (Figura 3.57 b)).

O medidor de variação volumétrica utilizado admite um volume máximo igual a 100 cm^3 e suporta uma pressão máxima de 1000 kPa (mil kiloPascal).

b) Uma vez observada na etapa de percolação, dificuldade de movimento do fluxo hídrico na estrutura do material, ou seja, baixa permeabilidade, concluiu-se que a velocidade de deformação a ser aplicada deveria ser mínima. A velocidade elevada contribui para a não dissipação da poro-pressão e, aumento da mesma na estrutura do maciço durante o processo de deformação.

Com base no exposto, foi adotada uma velocidade de deformação igual a $Vel_{\text{Deformação}} = 0,01 \text{ mm/minuto}$, considerada suficiente para dissipação da pressão-neutra. Ainda para facilitar o processo de dissipação da pressão-neutra, durante o ensaio, o CP foi drenado no seu topo e na sua base (Figura 3.58 a)).

c) Durante a etapa de rompimento, foram realizados três ciclos de descarga-recarga, cujo objetivo era obter o módulo de deformabilidade (E) do solo em estudo nas condições em que se encontrava.

d) Quando visualizava-se na tela do computador que a força (em Newton) que a célula de carga registrava, correspondia a uma percentagem da força máxima de ruptura estimada, imediatamente programava-se a prensa automatizada (Figura 3.58 b)) para fazer com que a mesma descesse seu êmbolo (na mesma velocidade de deformação) até a célula de carga registrar uma força inferior, já definida em cálculo, onde a partir dessa força, programava-se na prensa a subida novamente do seu êmbolo, completando dessa maneira um ciclo de descarga-recarga.

As descargas realizadas, foram em relação a 20, 40 e 60 % da carga de ruptura estimada dos CPs. As respectivas recargas realizadas eram em relação a 16, 32 e 48 % também da estimada carga de ruptura dos CPS.

e) Antes da realização de cada ciclo de descarga-recarga, eram realizadas medidas de ondas sísmicas fazendo-se uso da técnica dos *Extender e Bender Elements*, cujo objetivo foi obter o Módulo Confinado (M), o Módulo Cisalhante (G) e o coeficiente de Poisson (ν), e observar o comportamento desses parâmetros diante da influência do aumento da deformação.

f) Para o último estado de pressão aplicado ($\sigma_3 = 700 \text{ kPa}$ e $\mu = 500 \text{ kPa}$) para a consolidação de 200 kPa, o sistema de ar comprimido disponível no laboratório fornecia no máximo uma pressão de 600 kPa, e fez-se necessário o auxílio do GDS para incremento de mais 100 kPa na pressão confinante ($\sigma_3 = 600 \text{ kPa} + 100 \text{ kPa} = 700 \text{ kPa}$).

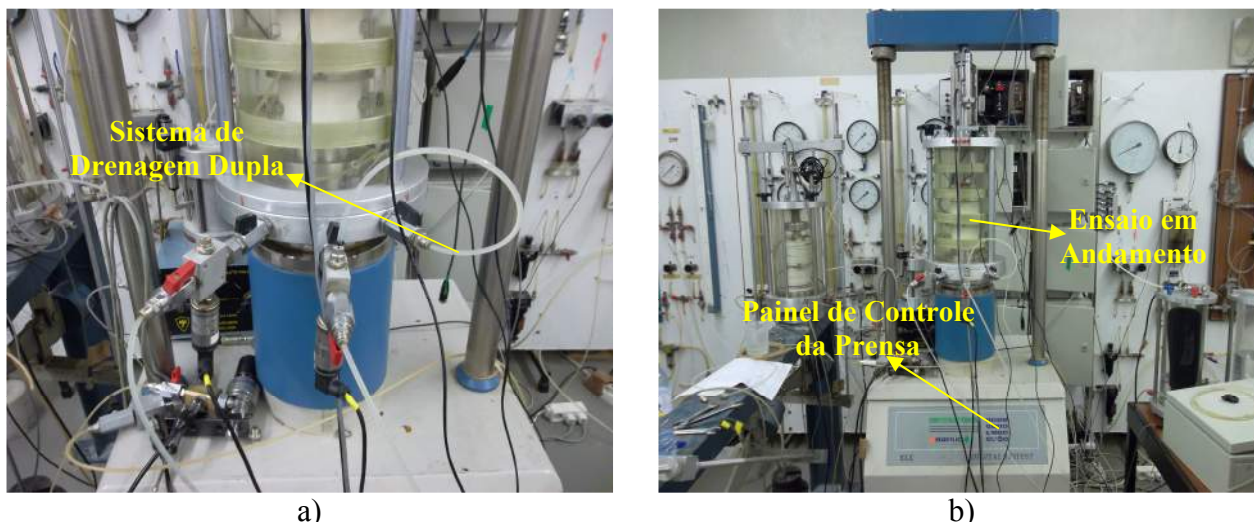


Figura 3.58 – Detalhes do ensaio CID: a) Sistema adotado para drenagem dupla e b) Prensa automatizada

O GDS (Standard Pressure Controller) consiste num atuador hidráulico controlado para regular e medir de maneira precisa a pressão fornecida ao líquido. O GDS é um aparelho simples de se controlar que mantém a pressão constante e substitui a coluna de mercúrio e o compressor de ar.

g) O período de duração do rompimento foi de aproximadamente 36 horas e, ao seu final, por meio da técnica do papel filtro, obtinha-se a umidade do CP e a sua sucção.

Pretendia-se encerrar o ensaio apenas quando o CP apresentasse uma deformação axial de 20 % (aproximadamente 24,0 mm), porém, essa deformação não foi conseguida devido ao fato do suporte radial do sensor de efeito Hall encostar no corpo de prova, e influenciar na força de pós-ruptura aumentando-a, pois o suporte contribuía para uma resistência à deformação radial.

h) Com o objetivo de determinar de maneira precisa o teor de umidade presente no corpo de prova, nas condições em que se encontrava após ruptura, fez-se necessário baixar as pressões de modo que a diferença entre as mesmas ($\sigma_3 - \mu$) permanecesse igual à pressão de consolidação definida. Dessa maneira, fechou-se a válvula vermelha da contra-pressão de modo a evitar que o teor de água contido no CP variasse e, logo em seguida, abriu-se uma válvula existente no topo da tampa da célula para dissipação da pressão confinante, logo em seguida retirou-se a água contida na célula e retirou-se o CP. Por meio da Figura 3.59 ilustra-se um resumo do que foi descrito nos itens acima.

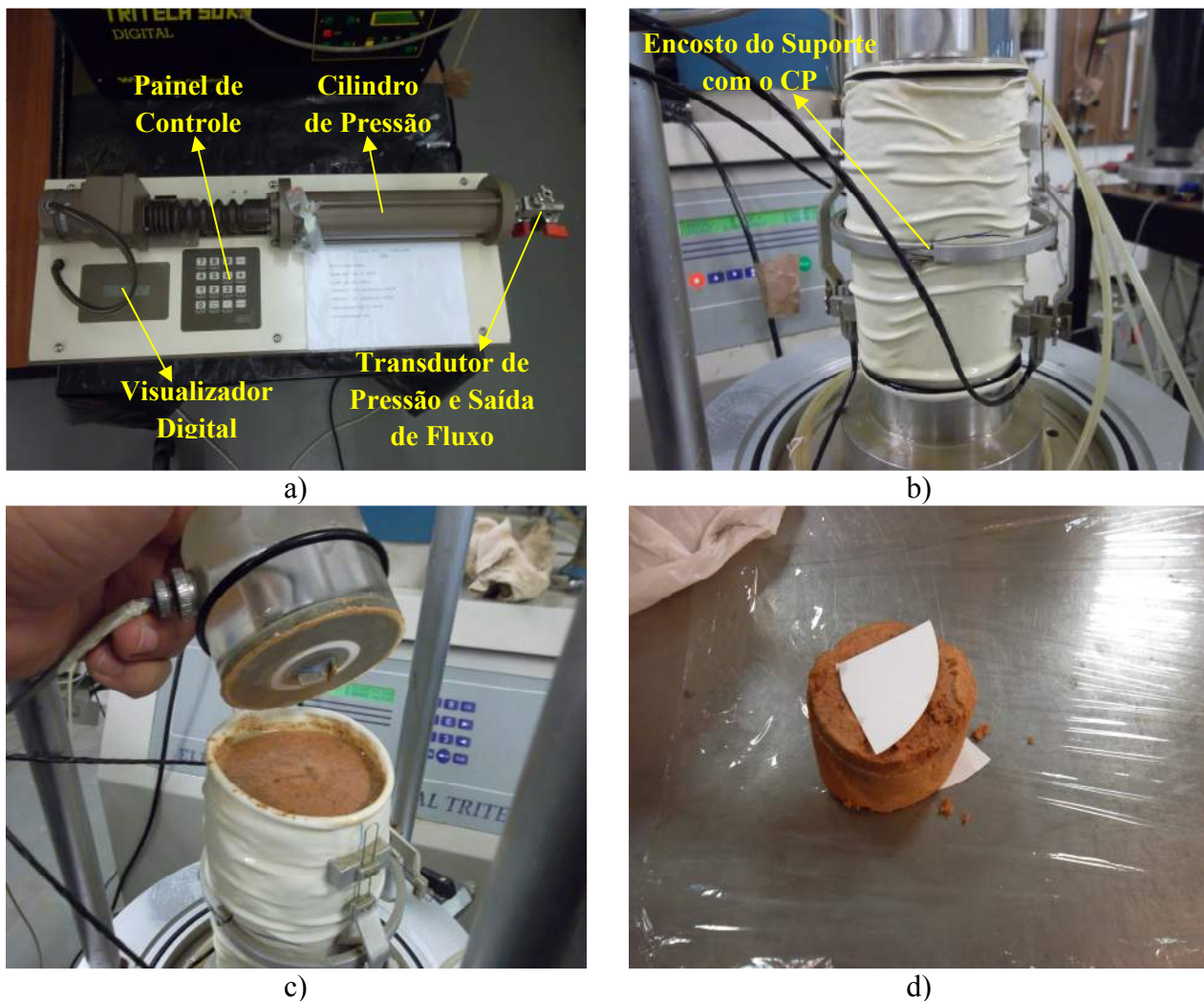


Figura 3.59 – Etapas do ensaio CID: a) Aparelho GDS; b) Influência do suporte radial na resistência pós-pico; c) Desmonte do CP após término do ensaio e d) Uso da técnica do papel-filtro

3.2.6 – Metodologia da Sexta Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios Triaxiais Cíclicos Drenados

Para realização do ensaio triaxial cíclico do tipo CID, adotou-se os mesmos procedimentos descritos nas primeiras quatro distintas etapas de: “montagem”, percolação, saturação e consolidação dos CPs, desenvolvidas durante a execução dos ensaios triaxiais de carga estática.

→ Etapa de Montagem do Corpo de prova (CP) no Interior da Célula Triaxial de Alta Pressão da FEUP

a) Os corpo de prova utilizados no presente ensaio, tinham as mesmas dimensões dos CPs utilizados no ensaio triaxial estático ($h = 1,7.\phi$), ou seja, $\phi = 70,0$ mm e $h = 119,0$ mm.

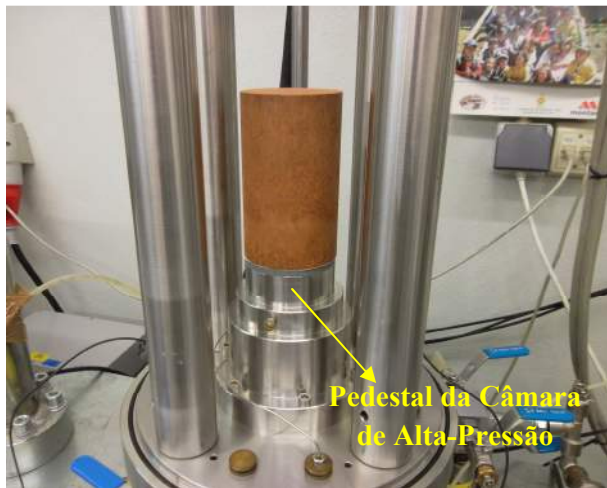
b) Os CPs eram montados no interior da célula triaxial, obedecendo a seguinte sequência de preparação: 1) pedra-porosa + papel-filtro + 2) corpo de prova + 3) papel-filtro + pedra-porosa.

c) Após colocar o CP no pedestal da célula triaxial, obedecendo à sequência de disposição dos elementos citados anteriormente, por meio de um encamisador (tubo de PVC de 2,00 mm de espessura com $\phi = 74,50$ mm e $h = 115,00$ mm) revestiu-se o CP com uma membrana de látex ($\phi = 70,00$ mm x $150,00$ mm x $0,40$ mm). Depois do revestimento do CP, colocou-se o top cap em seu topo e os o-rings (anéis de borracha), para vedação da membrana com o top cap e o pedestal.

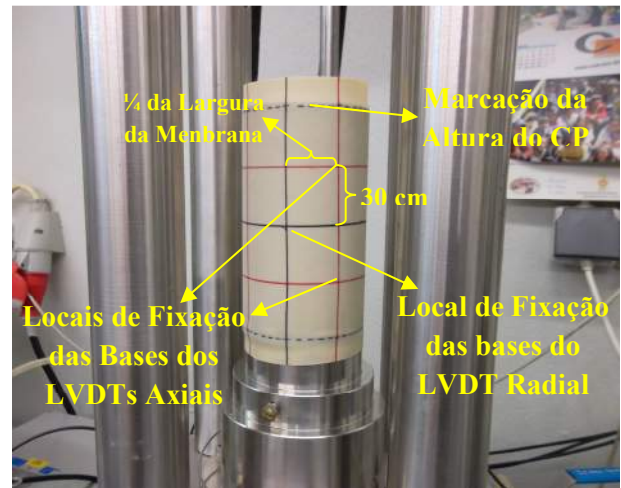
Antes do processo de revestimento realizava-se, com o auxílio de uma régua graduada, paquímetro e de canetas esferográficas, as seguintes marcações na membrana de látex:

- metade de altura da membrana: para fixar o LVDT radial na metade da altura do CP;
- metade da largura da membrana: para fixar as bases do LVDT radial;
- 30 mm abaixo e outros 30 mm acima da metade da altura da membrana: locais de fixação das bases dos LVDTs axiais;
- $\frac{1}{4}$ da largura da membrana: para fixar os dois LVDTs axiais de modo a ficarem diametralmente opostos.
- altura do CP: para garantir que metade da membrana coincida com metade da altura do corpo de prova. Por meio da Figura 3.60, ilustra-se de maneira resumida as atividades descritas.

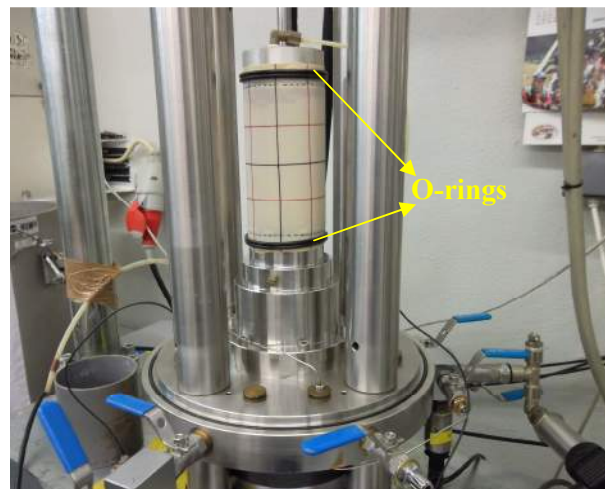
d) Em seguida, fixavam-se com cola instantânea as bases dos suportes dos LVDTs radial e axiais nas posições marcadas. Apesar das marcações realizadas na membrana, em se tratando dos LVDTs axiais, sempre antes de fechar a câmara triaxial, realizava-se com o auxílio do paquímetro a medida entre suas bases de modo a obter com maior precisão a distância entre as mesmas, uma vez que essas medidas são fundamentais no cálculo para determinação do módulo resiliente. Na Figura 3.61 ilustra-se os equipamentos de medidas de deformações internas e os pontos de fixação de suas bases no corpo de prova.



a)



b)



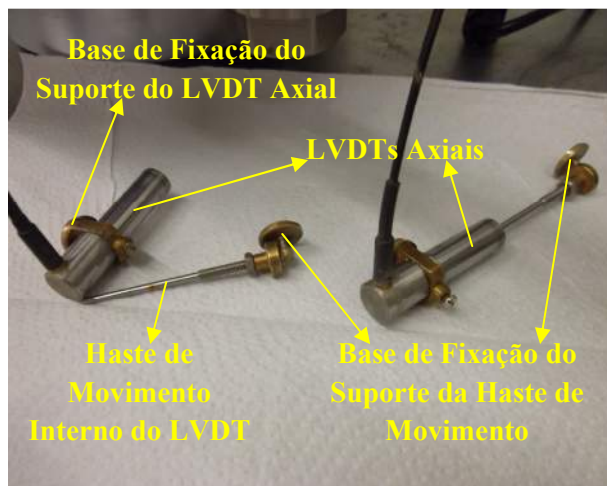
c)

Figura 3.60 – Detalhes da montagem do ensaio triaxial cíclico: a) Montagem do CP no pedestal da célula triaxial com pedra-porosa e papel filtro; b) Encamisamento do CP com membrana de látex marcada e c) CP com O-rings e top-cap

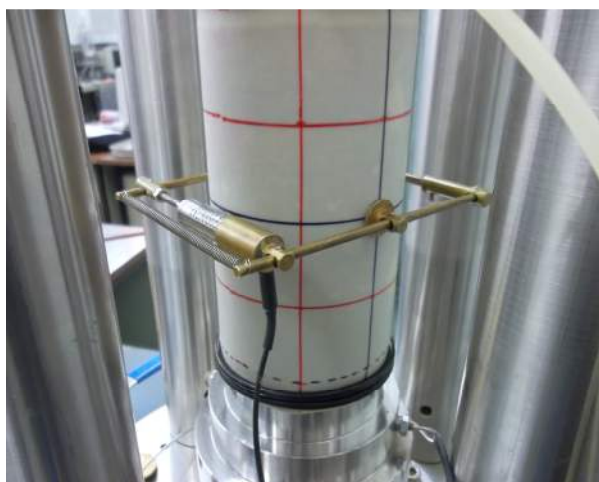
e) Tendo como objetivo a eliminação, durante o processo de ciclagem radial, de possíveis deformações nas laterais da célula triaxial convencional (cuja parte lateral é fabricada de acrílico), e, obter melhor precisão na variação da pressão confinante registrada pelo medidor de pressão, decidiu-se utilizar a câmara de alta-pressão.



a)



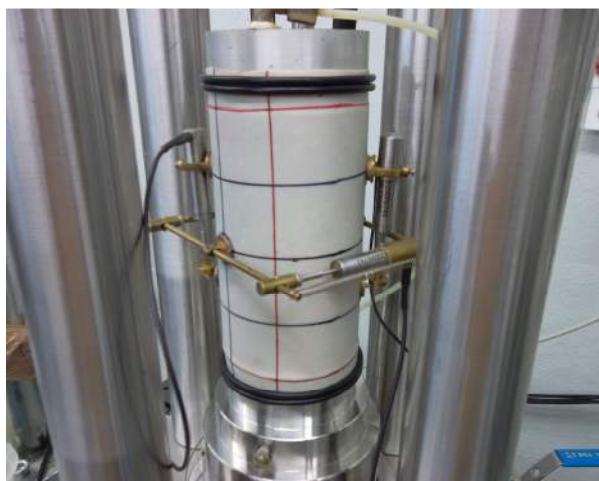
b)



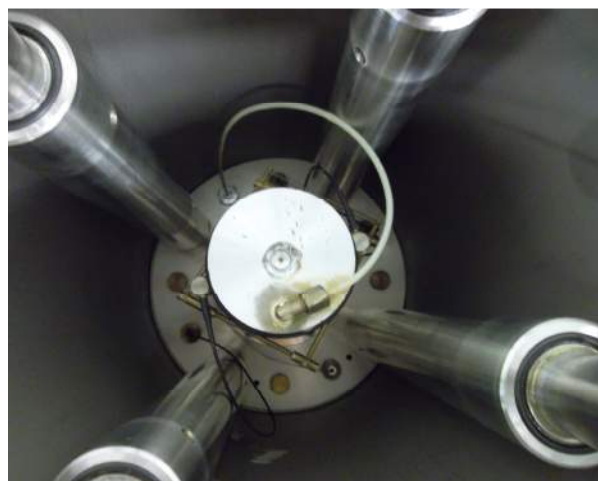
c)



d)



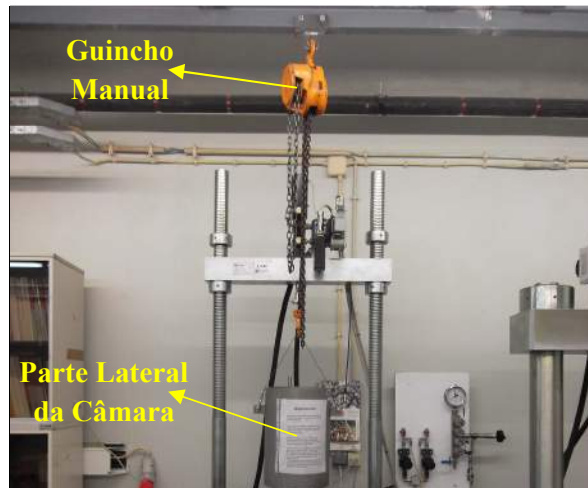
e)



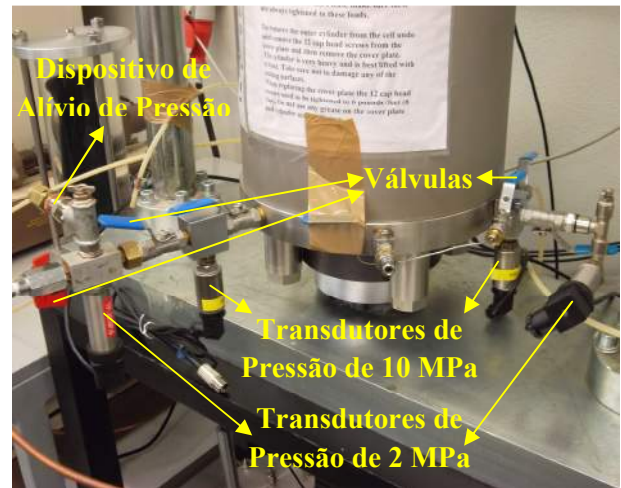
f)

Figura 3.61 – Montagem da instrumentação: a) Detalhes do LVDT radial; b) Detalhes dos LVDTs axiais; c) Local de fixação do LVDT radial; d) Locais de fixação dos LVDTs axiais; e) Detalhes da fixação dos LVDTs ao longo da geratriz do CP e f) Detalhe da disposição do CP no interior da câmara triaxial

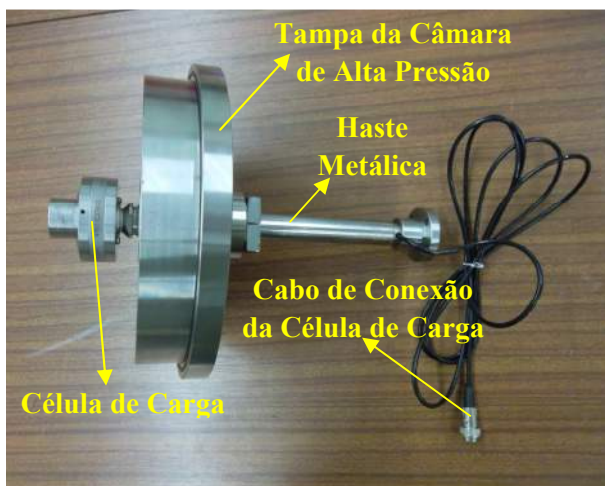
A câmara de alta-pressão utilizada possui todas as suas partes fabricadas em aço e pode suportar uma pressão máxima em seu interior de 10 MPa (dez megaPascal). Por se tratar de uma câmara fabricada totalmente em aço, o seu peso é bastante elevado, de tal modo que se fez necessário a utilização de um sistema de elevação manual, tipo guincho, para colocar a lateral da câmara em seu pedestal (ver Figura 3.62).



a)



b)



c)



d)

Figura 3.62 – Montagem de câmara de alta pressão: a) Sistema de elevação manual; b) Dispositivos acoplados a base da câmara; c) Detalhes dos dispositivos contidos na tampa da câmara e d) Câmara de alta-pressão utilizada durante os ensaios triaxiais cíclicos

f) Durante a realização dos ensaios cíclicos, utilizou-se uma célula de carga de modelo interno à câmara triaxial de capacidade máxima de carga igual a 25 kN. A vantagem de se utilizar uma célula de carga de modelo interno, é que, no modelo interno a célula está em contato direto com o CP fornecendo, valores de resistência mais precisos. Principalmente após a ruptura na fase da

resistência residual, o atrito entre o pistão e a bronzina, existente na tampa da célula, influencia aumentando a real resistência fornecida pelo material que se encontra em ensaio.

→ Detalhes do Sistema Hidráulico-Eletrônico da Prensa de Ensaio Triaxiais Cíclicos da FEUP

a) Para uma contribuição maior na precisão da oscilação da pressão confinante, ao invés de utilizar tubulação de borracha que podiam dilatar durante o processo de ciclagem radial, utilizou-se uma tubulação fabricada em cobre que servia para conectar o servoatuador (servoatuador da pressão confinante - responsável pela oscilação da pressão confinante no interior da câmara) à câmara triaxial de alta pressão.

Para o sistema triaxial utilizado, a tubulação de ligação da água entre o servoatuador e a câmara triaxial deve ser adequada ao fluxo em circulação, admitindo menor comprimento e maior rigidez possível, de modo que sua elasticidade não interfira no servocomando de pressão.

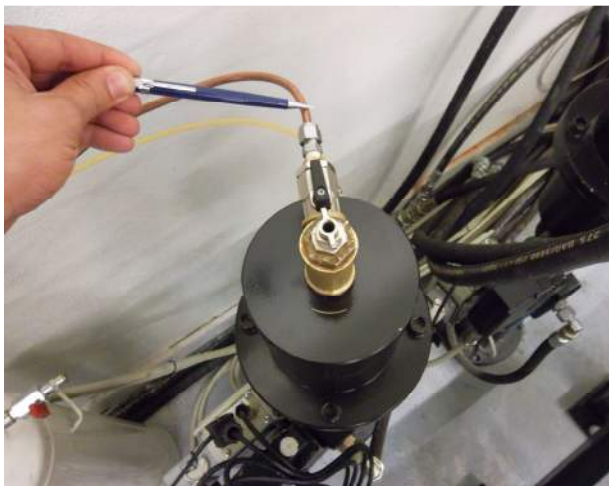
b) Composto o sistema mecânico computacional da prensa de ensaios triaxiais do laboratório de geotecnia da FEUP, existem dois servoatuadores especiais; o de pressão confinante e o de contra-pressão. Trata-se de um tipo de bomba de água servocomandada que tem um servoatuador hidráulico como elemento motor que pressuriza uma câmara de água à pressão programada, incluindo solicitações cíclicas.

O servoatuador hidráulico é simétrico, possui dimensões principais de $\varnothing 40/\varnothing 32/\varnothing 32$ e 100 mm de curso e possui um transdutor de deslocamento magnetostriativo MTS série GH montado no seu interior. O feedback de pressão é proveniente de um transdutor de pressão localizado na base da câmara triaxial associado à respectiva grandeza a ser controlada. Em ambos os casos o sistema permite a pressurização até no máximo 800 kPa (FREITAS, 2010).

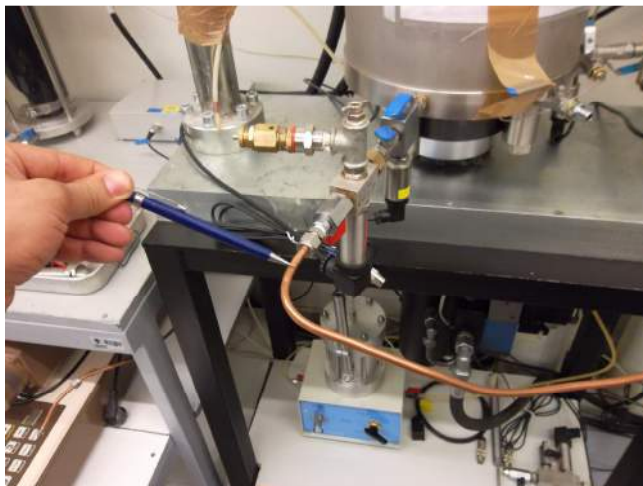
c) De acordo com Freitas (2010) o circuito de água deve estar devidamente livre de bolhas de ar antes do início de qualquer ensaio e, idealmente a própria água deve ser o mais isenta possível da presença de ar dissolvido.

Por meio da Figura 3.63 ilustra-se os detalhes dos equipamentos descritos.

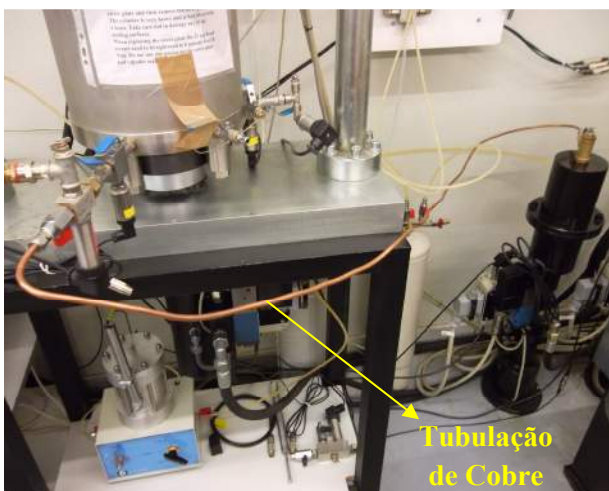
d) A prensa de ensaios triaxiais cíclicos da FEUP consiste em uma máquina que permite o ensaio cíclico e também a ruptura de amostras de materiais até 10 kN ou 100 kN, conforme seja o servoatuador utilizado. A prensa é constituída por uma base, duas colunas roscadas na parte superior e uma viga superior móvel que permite ajustar a sua posição através de um conjunto de porcas de ajustes.



a)



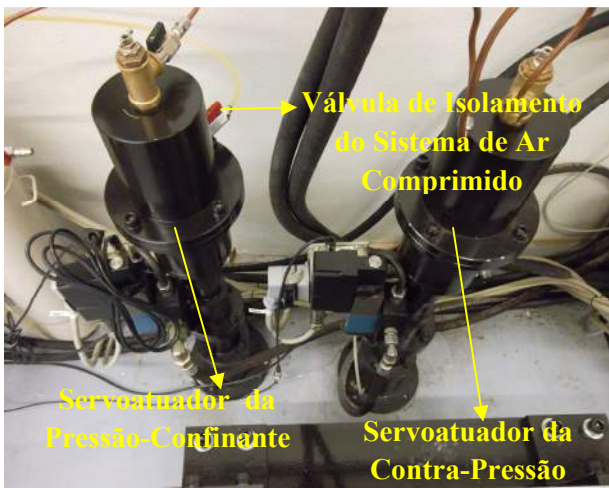
b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.63 – Detalhes da prensa triaxial cíclica da FEUP: a) Servoatuador do eixo radial; b) Câmara triaxial; c) Sistema de conexão em tubo de cobre: Servoatuador – Câmara triaxial e d) Servocomando de pressão; e) Servoatuadores de pressões e f) Servocomando de pressão

e) Na viga superior móvel está montado um servoatuador que permite a execução de ensaios cíclicos e de ruptura até à sua capacidade máxima de carga que é de 10 kN, cujas dimensões principais são de $\varnothing 40/\varnothing 22$ e admite um curso máximo de deslocamento igual a 50 mm.

Na base da prensa está montado um servoatuador de capacidade igual a 100 kN cujas dimensões principais são de $\varnothing 80/\varnothing 56$ com curso máximo de deslocamento igual a 50 mm. Este servoatuador pode ser utilizado para o rompimento de materiais cuja força máxima de ruptura não ultrapasse sua capacidade limite de carga.

Ambos os servoatuadores estão equipados com transdutores de deslocamento magnetostrictivos MTS série GH montados no seu interior e células de carga (de compressão e submersível no caso do servoatuador de 100 kN).

Os detalhes da prensa triaxial cíclica da FEUP são ilustrados na Figura 3.64.

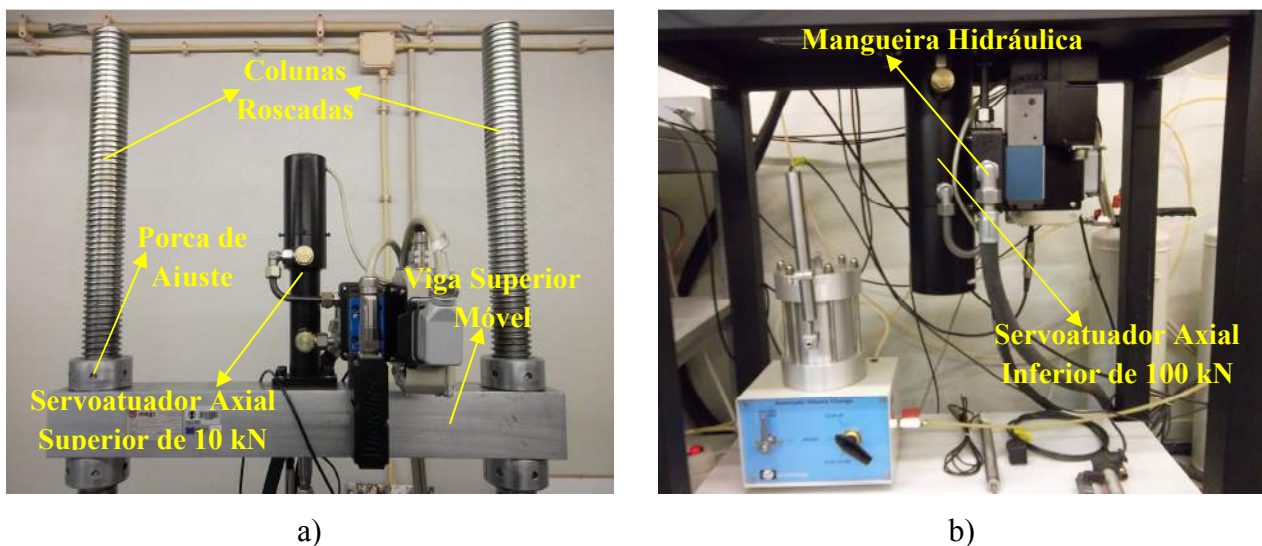
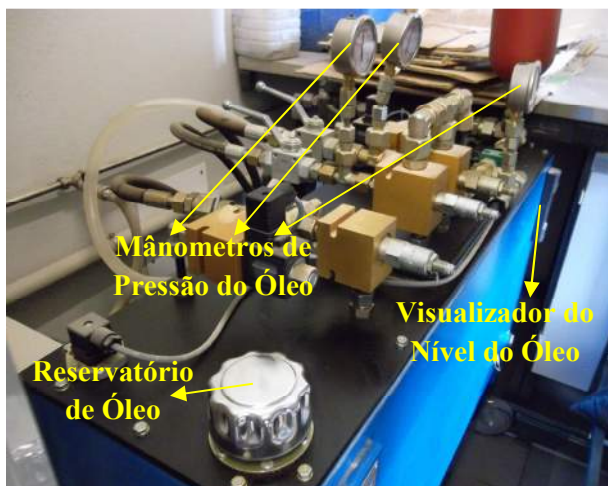


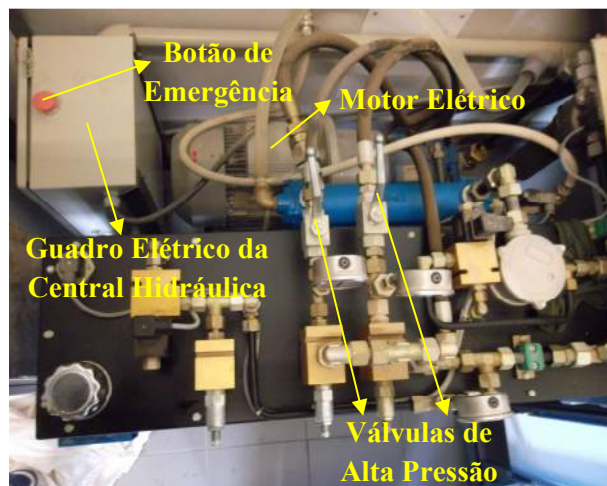
Figura 3.64 – Detalhes da prensa triaxial cíclica da FEUP: a) Servoatuador Superior de 10 kN e b) Servoatuador Inferior de 100 kN

f) A prensa de ensaios é composta por um sistema de acionamento hidráulico alimentado por uma central hidráulica com uma potência instalada de 7,50 kW e um depósito de óleo com capacidade de 130 litros.

A central hidráulica é fornecida com óleo hidráulico, e numa situação normal de operação, a mesma deverá conter óleo até pelo menos metade do indicador visual que encontra-se no respectivo depósito. Para uma visão simplificada do sistema elétrico-hidráulico da prensa de ensaios triaxiais da FEUP, apresenta-se a Figura 3.65.



a)



b)

Figura 3.66 – Detalhes da prensa triaxial: a) Vista em perspectiva da central hidráulica e b) Vista superior da central hidráulica

h) O computador de controle é de modelo desktop (destinado para uso regular num único local) o qual admite a seguinte configuração: Dual Core, com placa gráfica adequada para suportar DirectX9 e com duas cartas PCI de controle e aquisição de dados.

A aplicação de controle do sistema é o software Dynatester (programa desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP), operando em Windows XP configurado para as especificações do sistema em termos de hardware. Existe um total de 32 canais de aquisição a 16 bits, dos quais oito estão reservados para o funcionamento base do sistema (FREITAS, 2010) (ver Figura 3.67 a)).

i) Em cada servoatuador estão disponíveis duas conexões de ligação de sete pinos (na pequena caixa elétrica onde é ligado o cabo do servoatuador) para transdutores externos adicionais onde apenas devem ser ligados sinais já amplificados em tensão (± 10 VDC, ± 5 VDC, 0-10 VDC, 0-5 VDC, ...) e alimentadores a 24 VDC (24 VDC = 24 Volts alimentados por Direct Current, ou seja, 24 Volts fornecidos por uma Corrente do tipo Continua. O contrário de DC - *Direct Current* é AC - *Alternate Current*).

A conexão disponibiliza a alimentação em 24 VDC. Um conjunto de 16 canais de aquisição está disponível no quadro elétrico de interface numa conexão do tipo Sub-D de 25 pinos. Os sinais de transdutores que eventualmente sejam conectados neste local deverão ser amplificados (± 10 VDC, ± 5 VDC, 0-10 VDC, 0-5 VDC, ...) e terão de ser alimentados eletricamente por uma fonte de alimentação externa (FREITAS, 2010).

j) No quadro elétrico é realizada a interface entre o controle realizado pelo software e todo o hardware de acionamento e aquisição. O quadro dispõe de um botão de emergência que permite parar o equipamento em caso de perigo eminente (ver Figura 3.67 b)).



Figura 3.67 – Detalhes do sistema triaxial de aquisição da prensa: a) Computador de controle e b) Quadro elétrico da instrumentação

→ Etapa de Ciclagem dos Corpo de prova (CP)

O processo de ciclagem dos CPs seguiram dois (02) modelos:

1) Ciclagem Axial: nesse modelo, os corpo de prova foram submetidos a ciclos de aumento e diminuição de pressão apenas em sua direção axial, mantendo-se constante a pressão radial (pressão confinante – CP) e a pressão neutra (contra-pressão – BP).

a) Após a etapa de consolidação deu-se início ao processo de ciclagem do CP. Inicialmente, sempre realizava-se uma inspeção em todas as ligações elétricas e hidráulicas do sistema verificando a correta ligação de ambas e possíveis vazamentos, no caso das ligações hidráulicas.

b) Em seguida, por meio de comandos fornecidos ao computador de controle, ligava-se a central hidráulica e a deixava em funcionamento durante trinta minutos, permitindo dessa maneira, uma estabilização da temperatura de todos os componentes eletrônicos e do óleo do circuito hidráulico, evitando dessa forma oscilações indesejadas do sistema e obtendo, resultados estáveis (FREITAS, 2010).

c) Finalizado o tempo da estabilização do sistema hidráulico, logo em seguida, por meio do computador de controle, utilizando o programa Dynatester, realizou-se a pré-carga. Para o presente estudo, a pré-carga consistiu em movimentar (descer) a haste metálica da célula de carga (ver

Figura 3.62 c)) até a posição em que a célula de carga encosta no top-cap do CP e registra a menor magnitude de força que o sistema permitia obter com precisão.

d) Com base na justificativa descrita, para a célula de carga utilizada de 25 kN, a força mínima que o programa poderia registrar era de cinquenta Newton (50 N). Considerando que a área média dos CPs era de aproximadamente 39,64 cm² tinha-se, portanto, uma pré-carga igual à $\sigma_{\text{Pré-Carregamento}} = \sigma_{\text{Contato}} = 12,50 \text{ kPa}$.

e) Após realizar o pré-carregamento, no menu **Start Test** do programa Dynatester, era dado início o processo de ciclagem.

f) O processo de ciclagem consistiu em aplicar uma oscilação na magnitude da pressão axial desenvolvida sobre o topo do CP a partir da pressão de contato.

A pressão mínima aplicada corresponde a pressão de pré-carregamento também conhecida como pressão de contato ($\sigma_{\text{Mínima}} = \sigma_{\text{Pré-Carregamento}} = \sigma_{\text{Contato}} = 12,50 \text{ kPa}$) enquanto, a pressão máxima aplicada corresponde a pressão de contato pneu-pavimento ($\sigma_{\text{Máxima}} = \sigma_{\text{Pneu-Pavimento}} = 560,00 \text{ kPa}$) considerando o eixo parão, estabelecido pela AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), conhecido como eixo padrão rodoviário, que consiste em um eixo simples de rodas duplas (Figura 3.68) com características descritas a seguir:

- Carga por Eixo (P): 18 Kips = 18.000 lb = 8.165 Kgf. = 8,2 tf = 80 kN;
- Carga por roda (P/4): 4,5 Kips = 4.500 lb = 2.041 Kgf. = 2,04 tf = 20 kN;
- Pressão de Enchimento dos Pneus (p): 80 lb/Pol² = 5,6 Kgf./cm² = 560 kPa;
- Pressão de Contato Pneu-Pavimento (q): 5,6 Kgf./cm² = 560 kPa;
- Raio da Área de Contato Pneu-Pavimento (r): 10,8 cm;
- Afastamento entre Pneus por Roda (s): 32,4 cm.

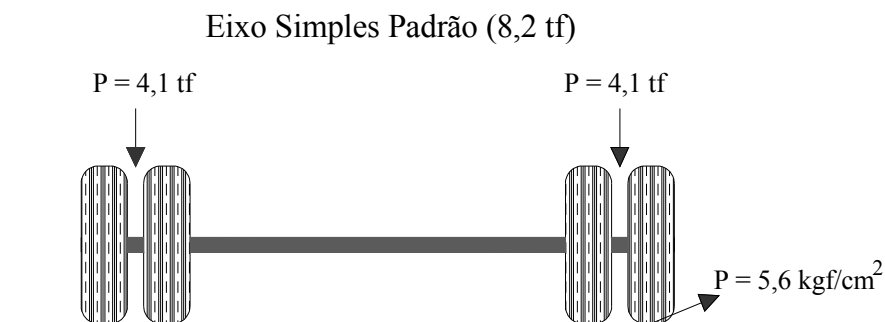


Figura 3.68 – Configuração do eixo padrão rodoviário

g) para melhor representação da passagem do eixo padrão sobre o pavimento, o correto seria obter uma pressão mínima de zero (0) kPa correspondente ao alívio da pressão provocada pelo pneu sobre o pavimento após a passagem do eixo padrão.

Entretanto, devido a não precisão da célula de carga utilizada, era necessário uma força mínima, considerada como ponto de origem zero da força aplicada, e a partir da mesma aumentava-se a força até desenvolver uma pressão correspondente a pressão de contato pneu pavimento. Para obter as tensões descritas anteriormente, considerando que a área média dos corpo de provas era $39,64 \text{ cm}^2$, era necessário o sistema utilizado aplicar as seguintes forças:

$$\text{- Força}_{\text{Mínima}} = 50 \text{ N} \rightarrow \sigma_{\text{Mínima}} = \sigma_{\text{Pré-Carregamento}} = \sigma_{\text{Contato}} = \frac{\text{Força}_{\text{Mínima}}}{\text{Área}_{\text{Corpo-de-Prova}}} = \frac{50 \text{ N}}{39,64 \text{ cm}^2} = 12,50 \text{ kPa}$$

$$\text{- Força}_{\text{Máxima}} = 2225 \text{ N} \rightarrow \sigma_{\text{Pneu-Pavimento}} = \frac{\text{Força}_{\text{Pneu-Pavimento}}}{\text{Área}_{\text{Corpo-de-Prova}}} = \frac{2225 \text{ N}}{39,64 \text{ cm}^2} = 560,00 \text{ kPa}$$

h) Durante o processo de ciclagem, a força variava entre o seu valor mínimo e o máximo no intervalo de tempo igual a um segundo (1 s), admitindo nesse comportamento o modelo de uma senóide, conforme detalhes ilustrados na Figura 3.69. O intervalo de tempo decorrido de uma oscilação denomina-se período (T), e para o presente trabalho o período foi de 1 s.

O inverso do período denomina-se frequência (F), a qual é definida como sendo uma grandeza física ondulatória que indica o número de ocorrências de um evento em um determinado intervalo de tempo. Portanto, com base no descrito a frequência dos ensaios era $F = \frac{1}{T} = \frac{1}{1 \text{ s}} = 1 \text{ Hz}$.

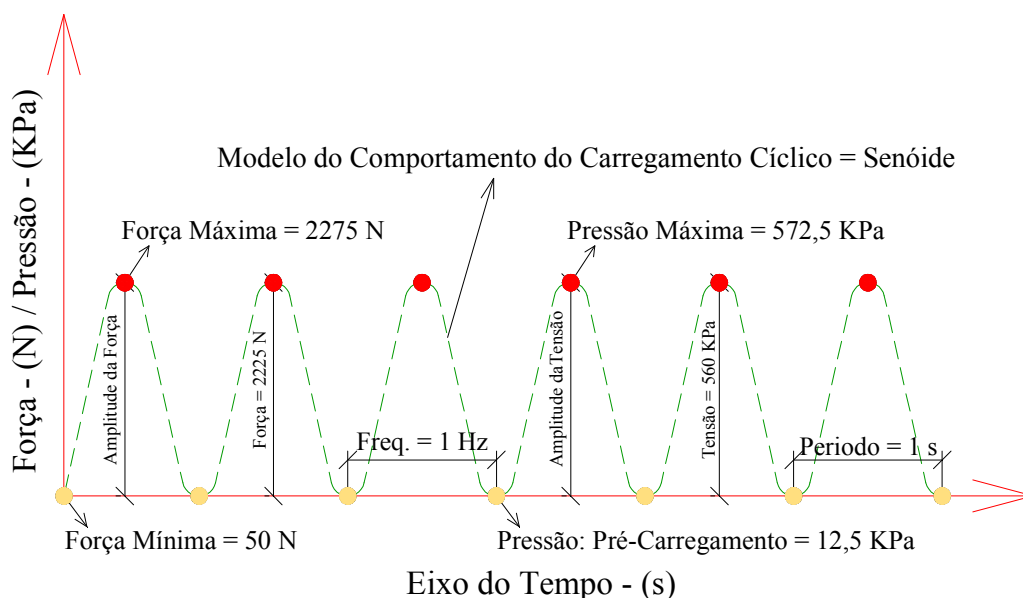


Figura 3.69 – Exemplo do modelo do comportamento cíclico

i) Embora a tensão de ciclagem tenha uma variação de 560 kPa, a real tensão desvio atuante no CP não corresponde a tensão máxima de ciclagem ($\sigma_{\text{Pneu-Pavimento}} = 560,00 \text{ kPa}$), mas sim ao somatório da tensão de pré-carregamento/contato e a tensão de ciclagem/pneu-pavimento, conforme detalha-se na Figura 3.70.

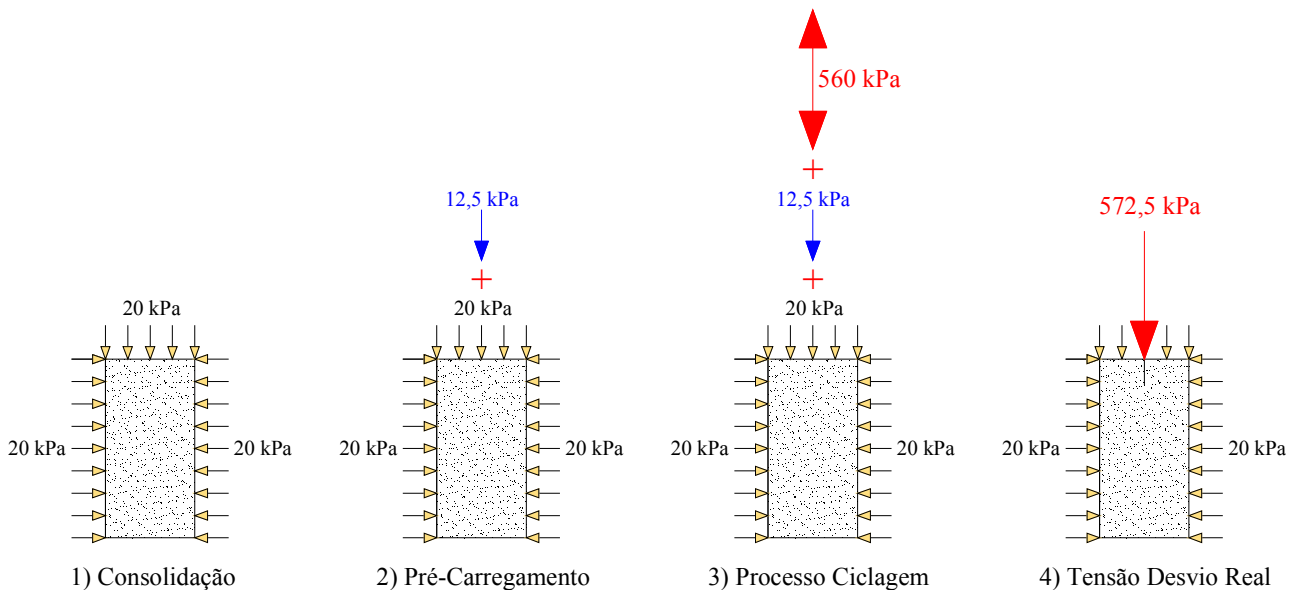


Figura 3.70 – Detalhe da tensão desvio real

j) Durante todos os processos de ciclagem utilizou-se uma pressão de consolidação de 20 KPa, devido ao fato do material em estudo se destinar ao revestimento de um pavimento, estrutura essa localizada na superfície da estrada. Nesta localização a pressão de consolidação é mínima, sendo portanto, aproximadamente igual a pressão de consolidação aplicada.

l) Após o pré-carregamento e inspeção geral do sistema, iniciou-se o processo de ciclagem que consistiu numa aplicação de 260.000 ciclos de carga-descarga ininterruptos. Por admitir uma frequência de 1 Hz, ou seja, 1 ciclo de carga e descarga no período (T) de 1 segundo, o ensaio durou aproximadamente 72 horas (03 Dias x 24 horas x 60 minutos x 60 segundos = 259.200 segundos → 259.200 ciclos).

m) Durante o processo de ciclagem, era verificado no monitor do computador de aquisição o comportamento da senóide da força aplicada. De acordo com a norma ASTM-D3999-91/2003 o resultado do ensaio torna-se inaceitável se, o modelo da senóide do carregamento aplicado admitir qualquer um dos comportamentos ilustrados no **ANEXO-B**.

n) Após o término do processo de ciclagem, os corpos de prova foram submetidos ao rompimento por meio do ensaio triaxial estático do tipo CID – Consolidado Isotropicamente Drenado, que é o

tipo de ensaio que se aproxima das condições de comportamento dos materiais utilizados nas camadas de um pavimento.

2) Ciclagem Axial e Radial: nesse modelo de ciclagem, os corpos de prova foram submetidos a ciclos de aumento e alívio de pressão tanto na direção axial quanto na radial.

a) Para realização dos ensaios com ciclagem axial e radial, ambas atuando ao mesmo tempo, os procedimentos iniciais adotados foram os mesmos descritos para o ensaio com ciclagem axial.

b) Após a etapa de pré-carregamento por meio da utilização do servomotor axial de 10 kN, foi dado um comando para que o cilindro interno do servomotor da pressão-confinante desloca-se de 20 mm de sua origem, para que a partir desta posição inicia-se o processo de oscilação (subida e descida) do cilindro provocando a variação da pressão radial.

c) Depois da realização do pré-carregamento e do deslocamento do cilindro interno do servomotor da pressão-confinante, fechou-se a válvula vermelha acoplada ao respectivo servomotor (ver Figura 3.63 e)), isolando o controle da pressão radial pelo sistema do ar comprimido fornecido pelo compressor geral (ver Figura 3.71). A partir do isolamento do comando da pressão-confinante pelo sistema de ar comprimido, o mesmo passou a ser controlado pelo servomotor.



a)



b)

Figura 3.71 – Equipamentos de pressão: a) Compressor geral e b) Painel de regulação das pressões

d) Finalizado todos os processos de ajustes do sistema de pressão, iniciou-se o processo de ciclagem axial e radial com 260.000 ciclos ininterruptos de carga e descarga.

e) Os detalhes da programação desenvolvida no software Dynatester para realização da ciclagem axial e radial no modelo tipo fase durante os ensaios triaxiais cíclicos encontra-se no **ANEXO-C**.

3.2.7 – Metodologia da Sétima Etapa do Programa Experimental: Realização dos Ensaios Sísmicos de Laboratório Utilizando os Transdutores Ultrassônicos e Piezocerâmicos

3.2.7.1 - Utilização dos Transdutores Ultrassônico - Pundit Lab

Para realização do ensaio de determinação do tempo de chegada das ondas primárias (onda-P) e secundárias (onda-S) utilizando o instrumento ultrassônico Pundit Lab, fez-se necessário a realização dos seguintes procedimentos:

a) Inicialmente prepararam-se todos os utensílios necessários para compor o sistema de medição das ondas pelo instrumento ultrassônico. O sistema composto por um Laptop, ultrassônico Pundit Lab (e seus componentes), gel acoplador, dois pesos de 1 kgf cada e alguns suportes para apoio do transdutor gerador da onda-P. Na Figura 3.72 ilustra-se os utensílios necessários para realização do ensaio.



Figura 3.72 – Utensílios necessários para realizar o ensaio de ondas sísmicas com o instrumento ultrassônico Pundit Lab

b) O equipamento utilizado para teste ultrassônico, Pundit Lab, foi fabricado na Suíça pela empresa PROCEQ S.A e está em conformidade com os seguintes padrões: EN 12504-4 (Europa), ASTM C597-02 (America do Norte), BS-1881 parte 203 (Reino Unido), ISO 1920-7:2004 (Internacional) e IS-1311 (Índia). O instrumento pode ser usado para diversas aplicações inclusive as seguintes:

- medição da velocidade do pulso;
- medição da extensão do trajeto da onda;
- avaliação de uniformidade do material;
- medição da velocidade na superfície;

- medição da profundidade de uma fissura.

O equipamento Pundit Lab é composto pelos seguintes componentes:

- 01 cabo de conexão tipo USB: o cabo de conexão tipo USB serve para conectar o instrumento ultrassônico ao computador. O cabo possui 1,80 m de comprimento e conecta-se ao painel traseiro do instrumento ultrassônico ligando ao computador, através de uma de suas entradas USB disponível (Figura 3.73). A conexão modelo USB (Universal Serial **B**us) é uma conexão do tipo “*ligar e usar*” que permite a conexão de periféricos sem a necessidade de desligar o computador (WIKIPÉDIA, acessado em 01/06/12 às 10:57).



a)



b)

Figura 3.73 – Acessórios do Pundit Lab: a) Cabo tipo USB utilizado para conectar o ultrassônico ao computador e b) Detalhe da ligação ultrassônico-computador

- 02 cabos de conexão tipo BNC: os cabos de conexão tipo BNC servem para conectar o par de transdutores (de onda-P ou onda-S) ao instrumento ultrassônico.

Os cabos tem comprimentos de 1,50 m e são conectados no painel dianteiro do instrumento ultrassônico e ligados às conexões dos transdutores em uso (Figura 3.74). Os cabos de conexão tipo BNC (**B**ayonet **N**eil **C**oncelman) é um tipo de conector para cabos coaxiais tipo RG-58 e RG-59, em aplicação de RF que necessitam de um conector rápido apto para UHF e de independência constante.

O conector recebeu o nome por sua trava tipo baioneta (**B**), um pequeno pino transversal que se encaixa numa guia, e também o nome dos seus dois inventores Paul Neill (**N**) e Carl Concelman (**C**) (WIKIPÉDIA, acessado em 01/06/12 às 11:22).



a)



b)

Figura 3.74 – Detalhes dos cabos do Pundit Lab: a) Cabo tipo BNC utilizado para conectar os transdutores ao ultrassônico e b) Detalhe da ligação transdutor (onda-P)/ultrassônico

- 02 pares de transdutores para medir ondas de compressão e de cisalhamento: para determinar o tempo de chegada de um determinado tipo de onda, utiliza-se um par de transdutores específicos para desenvolvimento da referida onda.

Os transdutores utilizados para onda-P possui o modelo ilustrado na Figura 3.75 a), enquanto o transdutor da onda-S possui o modelo ilustrado na Figura 3.75 b).



a)



b)

Figura 3.75 – Transdutores geradores de ondas: a) Onda de compressão (onda-P) e b) Ondas de Cisalhamento (onda-S)

c) Após reunir todos os utensílios necessários e realizar a correta conexão dos dispositivos, iniciou-se a leitura das ondas no corpo de prova. Na Figura 3.76 ilustra-se uma esquematização da correta colocação dos dispositivos utilizados. Optou-se por realizar primeiramente a leitura das ondas-P

seguida das ondas-S, pois esse tipo de sequência fornece uma indicação do possível tempo de chegada (tempo em $\mu\text{s} = 10^{-6} \text{ s}$) da onda-S.

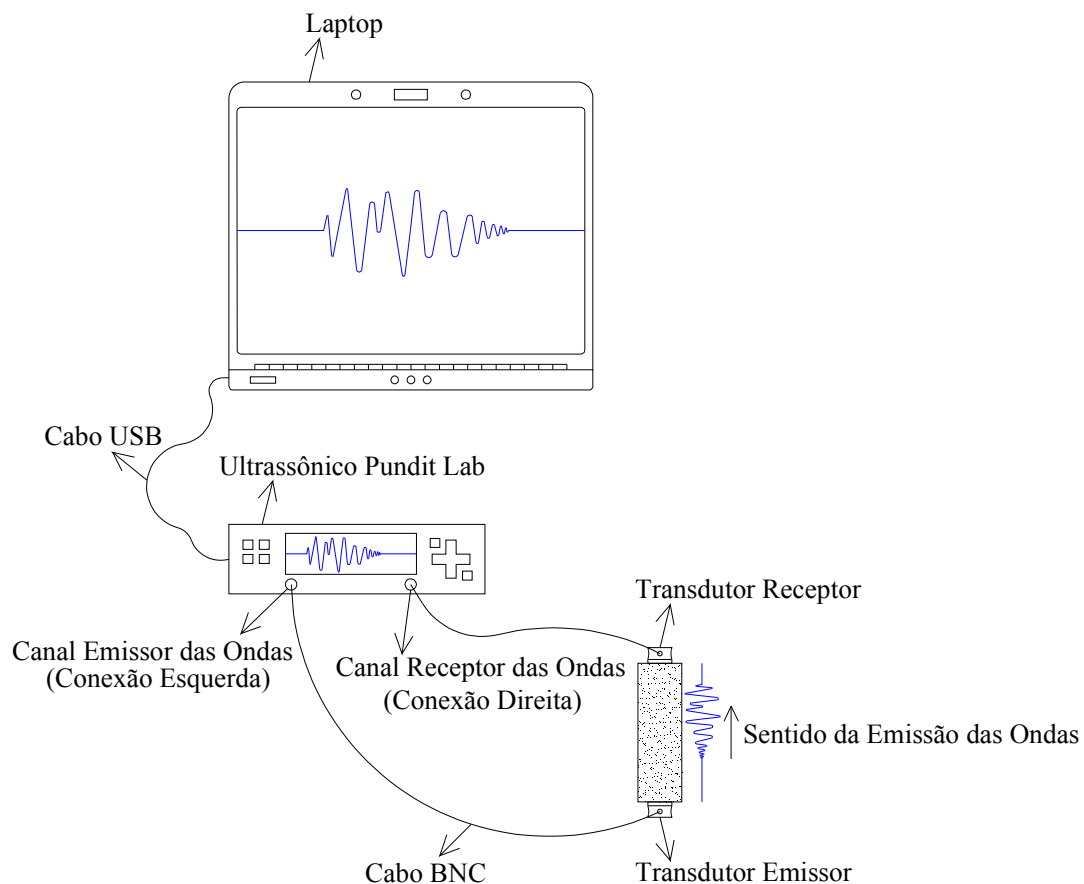


Figura 3.76 – Esquematização da correta conexão e disposição dos dispositivos do aparelho ultrassônico PUNDIT Lab

d) No Laboratório de Geotecnia da FEUP, encontra-se disponível para uso no aparelho Pundit Lab três pares de transdutores, um par de transdutores para desenvolver ondas de compressão (de frequência máxima de trabalho igual a 82 kHz) e dois pares de transdutores para desenvolver ondas de cisalhamento (de frequências máximas iguais a 100 kHz = 0,1 MHz e 1000 kHz = 1 MHz). No presente trabalho utilizou-se os transdutores de 82 kHz para medir ondas-P e 100 kHz para medir ondas-S.

e) O ultrassônico PUNDIT disponibiliza para o usuário quatro tipos de frequências de trabalho: 24, 36, 54 e 82 kHz. Para medir a velocidade de uma onda de compressão sempre utiliza-se frequências altas, enquanto para medir velocidades de ondas de cisalhamento sempre utiliza-se frequências baixas. Portanto, com base na bibliografia disponível sobre o assunto e nas condições disponibilizadas dos equipamentos, determinou-se a velocidade das ondas adotando-se a seguinte configuração:

- Onda de Compressão: para determinar o tempo de chegada da onda primária, utilizou-se o transdutor gerador da onda-P (ondas mais rápida), cuja frequência máxima de trabalho foi de 82 kHz, e configurou o aparelho ultrassônico na sua frequência máxima disponível de 82 kHz.
- Onda de Cisalhamento: para determinar o tempo de chegada da onda secundária, utilizou-se o transdutor gerador da onda-S, cuja frequência máxima de trabalho escolhida foi a de 100 kHz, e configurou o aparelho ultrassônico na sua frequência mínima disponível de 24 kHz.

Em se tratando da onda-S, durante a realização dos ensaios, foi observado que o tempo médio de chegada da referida onda era independente da frequência utilizada.

f) O Pundit Lab possui ainda outros transdutores que são utilizados conforme o tipo de material a ser analisado, por exemplo, na Figura 3.77 apresenta-se os demais tipos de transdutores que são:

- Tipo-1 e Tipo-5: São transdutores geradores de ondas-P, que possuem frequências máximas de trabalho iguais a 150 e 250 kHz admitindo maior resolução, porém menor faixa de trabalho e que foram desenvolvidos para uso em amostras de granulometria fina.
- Tipo-2: São transdutores geradores de ondas-S, de frequência igual a 250 kHz, para uso em conjunto como os transdutores padrão de onda-P com a finalidade de medir o módulo de elasticidade dinâmico (G_0) do material em teste.
- Tipo-3: São transdutores de 54 kHz exponenciais, geradores de ondas-P, desenvolvidos para uso em superfícies grosseiras sem gel acoplador.
- Tipo-4: São transdutores de 54 kHz padrão, geradores de ondas-P, com novo “design” com melhor “performace” para aumentar a faixa de trabalho e a estabilidade.
- Tipo-6: São transdutores geradores de ondas-P, que possuem frequências máximas de trabalho de 500 kHz, para uso em materiais com granulometria fina como rochas e cerâmicas.
- Suporte para transdutores: particularmente útil para medições compostas, como por exemplo, velocidade de ondas na superfície de uma estrutura ou profundidade de rachadura.

As descrições dos detalhes dos transdutores foram retiradas do site <http://www.proceq.com>.

g) Antes de iniciar as leituras das ondas, o corpo de prova era pesado e medidas suas dimensões com o paquímetro, cuja finalidade era obter a densidade presente, já que a mesma é um parâmetro essencial na determinação dos módulos de distorção máximo ou inicial ($G_{Máx}$ ou G_0) e confinado (M_0).

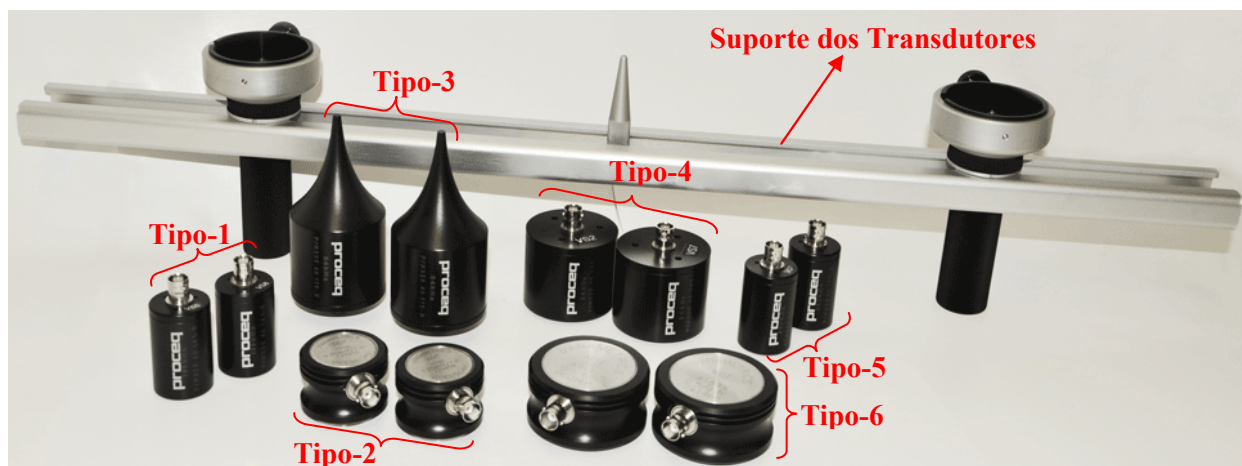


Figura 3.77 – Outros tipos de transdutores disponíveis para uso no ultrassônico PUNDIT (Fonte: <http://www.proceq.com>, acessado em 31/05/2012 às 15:10)

h) As leituras das ondas foram realizadas adotando a disposição do tipo direta entre os transdutores, ou seja, o transdutor emissor foi sempre mantido no centro da base do corpo de prova e o transdutor receptor no centro do topo.

De acordo com o manual de operações do aparelho, a disposição direta assegura a transmissão máxima do sinal entre os transdutores. A disposição semi-direta é menos sensível que a direta, mas ainda é mais sensível que a disposição indireta (ver Figura 3.78).

O método indireto ou superfície é particularmente útil para determinar a profundidade de fissuras, a qualidade da superfície ou em casos onde é possível acessar apenas uma superfície. A extensão do trajeto da onda é a distancia entre os centros de cada transdutor. No presente caso a extensão corresponde à altura do CP.

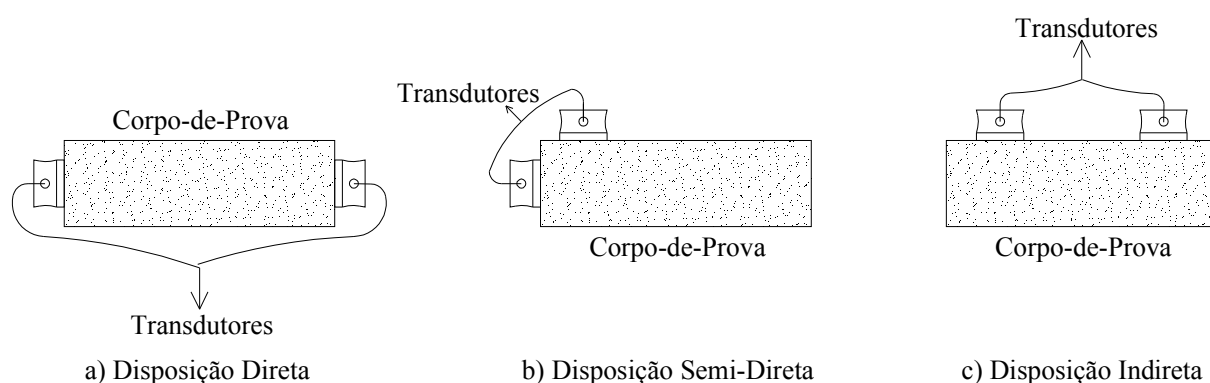
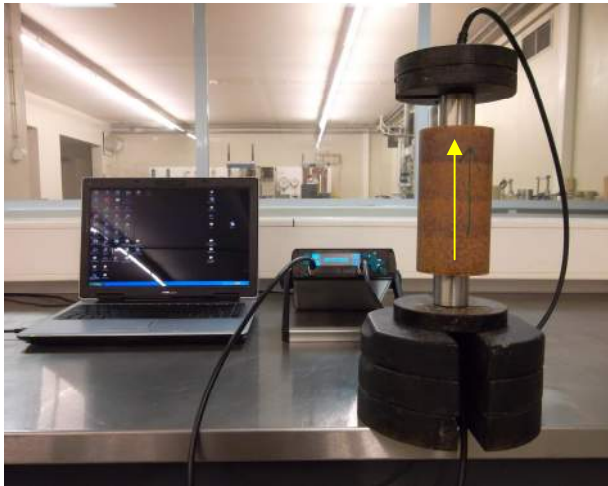


Figura 3.78 – Exemplos de disposições dos transdutores para medidas de ondas

i) Os transdutores tinham sempre que estar corretamente alinhados, principalmente os transdutores das ondas de cisalhamento. Isto porque as ondas de cisalhamento são desenvolvidas em apenas um

plano. Quando os respectivos transdutores não estão alinhados o sinal recebido pelo transdutor receptor é fraco. Ainda em se tratando dos transdutores da onda-S, quando estes formam entre si um ângulo reto (90^0) o sinal da onda não é pego pelo transdutor receptor.

O alinhamento entre os transdutores, emissor e receptor, é determinado quando os centros de ambos os transdutores estão em planos paralelos e pertencentes ao mesmo eixo e também quando a conexão dos cabos tipo BNC estão na mesma posição (ver Figura 3.79).



a)



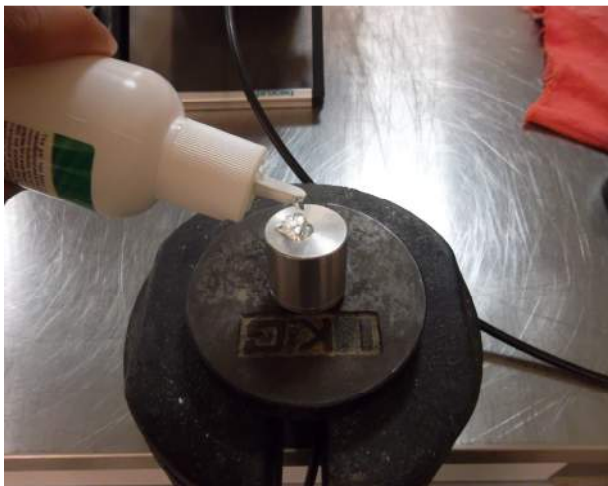
b)

Figura 3.79 – Alinhamento vertical dos transdutores de: a) Ondas-P e b) Ondas-S

Para observar a influência do alinhamento entre os transdutores no tempo de chegada da onda-S, basta apenas rotacionar o transdutor receptor de 90^0 e visualizar o respectivo aumento e diminuição do tempo de chegada da mesma.

j) De acordo com o manual de operação do Pundit Lab, é fundamental assegurar o acoplamento acústico adequado dos transdutores à superfície em teste. Para assegurar este acoplamento, durante os ensaios, sempre aplicou-se uma fina camada de gel de contato para ultrassons aos transdutores e à superfície de teste (ver Figura 3.80).

l) Após aplicação do gel, colocou-se o peso de dois kilogramas sobre o transdutor receptor (ver Figura 3.80), carga necessária para impor melhor contato entre os transdutores e as superfícies do CP e, logo em seguida efetuou-se a medição das ondas fixando um máximo de dez leituras e salvando os resultados numa “pasta” referente ao tipo de mistura e ao número de dias após a moldagem (por exemplo: SC/P82-21d = corpo de prova de solo-cimento medido onda P com frequência de 82 kHz aos 21 dias após a moldagem).



a)



b)

Figura 3.80 – Preparação do ensaio Pundit Lab: a) Exemplo de aplicação do gel ultrassônico ao transdutor emissor (transdutor de base) e b) Acoplamento acústico entre o transdutor receptor (transdutor de topo) e a superfície do corpo de prova

m) Em seguida substituiu-se o par de transdutores da onda-P pelo par de transdutores da onda-S e repetiu-se os procedimentos descritos anteriormente salvando os resultados obtidos.

3.2.7.2 - Utilização dos Transdutores Piezocerâmicos Bender & Extender Elements

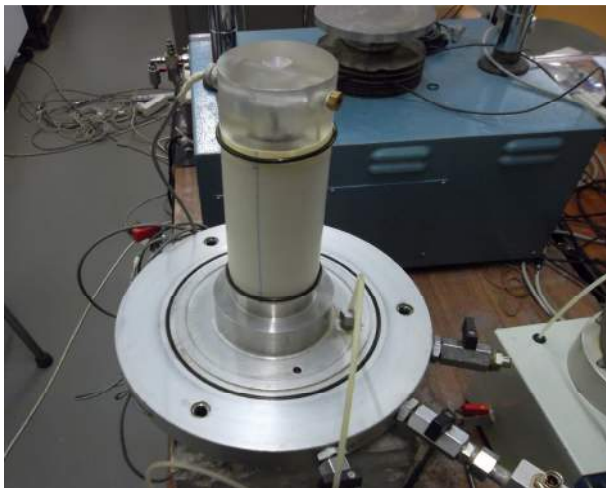
O ensaio realizado utilizando os transdutores piezoelétricos teve como objetivo analisar o comportamento dos parâmetros de rigidez do solo-cimento e do solo-cimento-fibra diante do aumento do grau de saturação na estrutura dos materiais.

Para realizar o ensaio de ondas sísmicas, de compressão (onda P – Onda Primária) e de cisalhamento ou corte (onda S – Onda Secundária), utilizando a técnica dos Extender e Bender Elements, disponível nas câmaras triaxiais do Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), fez-se necessário o desenvolvimentos dos seguintes procedimentos:

a) O primeiro passo consistiu no desenvolvimento dos encaixes dos transdutores piezoelétricos no topo e na base do corpo de prova.

b) Após terminar os ajustes necessários realizados no CP, para encaixe dos transdutores citados, foi colocada uma pequena quantidade de massa (material que passava na peneira de nº 40, do próprio solo em estudo, acrescido de uma quantidade de água de modo a tornar o solo plástico) nas aberturas realizadas para encaixe dos transdutores piezoelétricos, de maneira a preencher por completo as duas aberturas existentes na base e no topo.

c) Em seguida, colocou-se a membrana com os O-rings e o top cap, e por fim fechou-se a câmara triaxial e a encheu com água destilada (ver Figura 3.81).



a)



b)

Figura 3.81 – Detalhes da montagem do corpo de prova: a) CP pronto para processo de percolação; b) Câmara triaxial preparada para realização do ensaio

d) Logo após o enchimento da câmara, colocou-se o CP em estado de percolação durante o período de 24 horas, em seguida, deu-se início a fase de saturação do CP.

e) A fase de saturação dos CPs consistiu no aumento das pressões Confining Pressure e Back Pressure a uma taxa de 30 kPa a cada 60 minutos, sempre mantendo uma diferença entre ambas as pressões de 15 kPa, ou seja, sempre mantendo uma pressão de confinamento de 15 kPa.

f) Os graus de saturação foram medidos quando a back-pressure atingiu os seguintes valores: 100, 200, 300, 400 e 500 kPa. A cada aumento de pressões media-se o parâmetro $\bar{B}$ de Skempton e logo em seguida realizava-se a leituras das ondas de compressão e cisalhamento através dos transdutores piezoelétricos, cujo detalhes de ligação dos equipamentos eletrônicos com a câmara triaxial encontra-se detalhada por meio da ilustração contida na Figura 3.82.

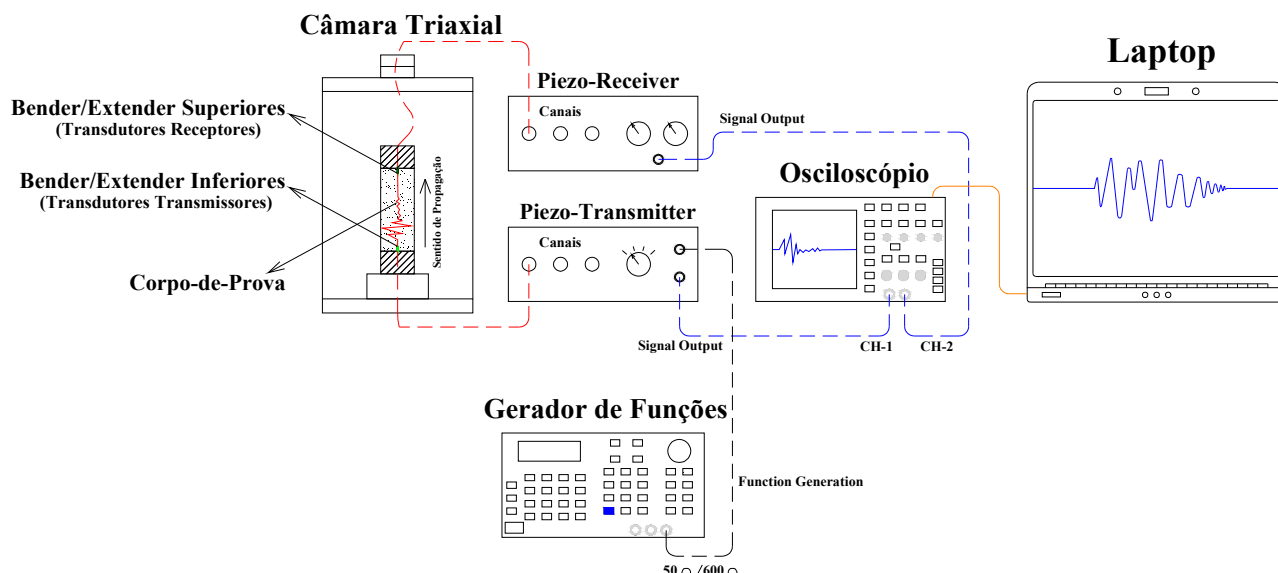


Figura 3.82 – Esquematisação da correta conexão e disposição dos aparelhos necessários para realização do ensaio com os transdutores piezocerâmicos Bender/Extender Elements

g) Para realizar as leituras das ondas P e S, ou seja, determinar o tempo de chegada das respectivas ondas, primeiramente realizou-se uma verificação de todas as ligações entre os equipamentos (ver Figura 3.83) e em seguida ligou-se os aparelhos e ajustou-se o tipo de onda e a frequência.

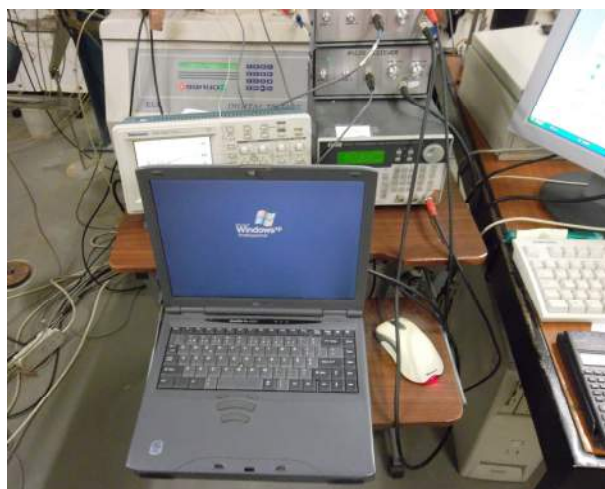


Figura 3.83 – Detalhes dos equipamentos utilizados para o ensaio com os transdutores piezocerâmicos

h) Para medir o tempo de chegada da onda primária (onda P), primeiramente conectou-se os cabos vindos dos transdutores, bender/extender elements, às caixas amplificadoras. O cabo que saía pela tampa da câmara triaxial (cabo superior) provinha dos transdutores piezoelétricos (bender e extender elements) fixados no top cap conectado à caixa receptora do amplificador dos transdutores piezoelétricos.

O cabo que saia do pedestal (base) da câmara triaxial foi conectado à caixa transmissora do amplificador dos transdutores piezoelétricos. Sendo assim, com base na ligação realizada, os bender/extender elements fixados no topo do corpo de prova são transdutores que registram a chegada das ondas, portanto, transdutores receptores das ondas, enquanto os transdutores localizados na base do CP são transdutores piezoelétricos emissores das ondas.

i) Nas respectivas caixas amplificadoras existem três entradas para conexão dos cabos provindos dos transdutores. Cada entrada possui dois tipos de canais, por exemplo: a primeira entrada possui os canais 1 e 2, a segunda entrada possui os canais 3 e 4, e a terceira entrada admite os canais 5 e 6.

A escolha de cada entrada é definida em função da qualidade do sinal de resposta de cada tipo de onda, ou seja, caso o operador tenha conectado ambos os cabos dos transdutores, transmissor e receptor, na primeira entrada (canais 1 e 2) e não tenha conseguido nenhuma resposta de sinal de chegada das ondas, pode fazer a troca de entrada e verificar se a próxima entrada fornece algum sinal de resposta.

j) Após conectar o cabo do transdutor emissor e o do transdutor receptor em uma das três entradas, posteriormente, por meio de um botão giratório, seleciona-se um dos dois canais disponíveis da respectiva entrada e observa-se uma possível chegada de sinal da onda.

Geralmente para determinar o tempo de chegada de uma onda secundária (onda S) utilizam-se canais ímpares e frequências baixas. Para obter registros das ondas de compressão (onda p) utilizam-se canais pares e frequências elevadas, entretanto, em alguns casos pode-se utilizar canais trocados, por exemplo: Transmissor → canal 1 e Receptor → canal – 2, para obter ambas as ondas, porém sempre variando de frequência, ou utilizando canais trocados para obter apenas um tipo de onda. Devido ao fato da onda de compressão apresentar velocidade maior do que a onda de cisalhamento, utiliza-se, portanto, frequências bem maiores do que as frequências da onda de cisalhamento.

Na Tabela 3.7 detalham-se os tipos de canais e as frequências utilizadas para obtenção dos registros das ondas P e S.

Durante as leituras das ondas o sinal do amplificador deve estar no máximo para obter uma melhor resposta da chegada: Amplifier Gain = 200. Na Figura 3.84 apresenta-se as caixas amplificadora da marca Multiplexer dos transdutores piezoelétricos utilizadas durante os ensaios.

Tabela 3.7 – Detalhes dos canais e das frequências utilizadas para obtenção das ondas sísmicas

Canais Utilizados:		Frequências Utilizadas - (kHz)	Tipo de Onda Visualizada no Osciloscópio:
Piezo-Transmissor	Piezo-Receptor		
1	1	2, 4, 6 e 8	Onda de Compressão: Onda P
3	3		
5	5		
2	2	25, 50 e 75	Onda de Cisalhamento: Onda S
4	4		
6	6		

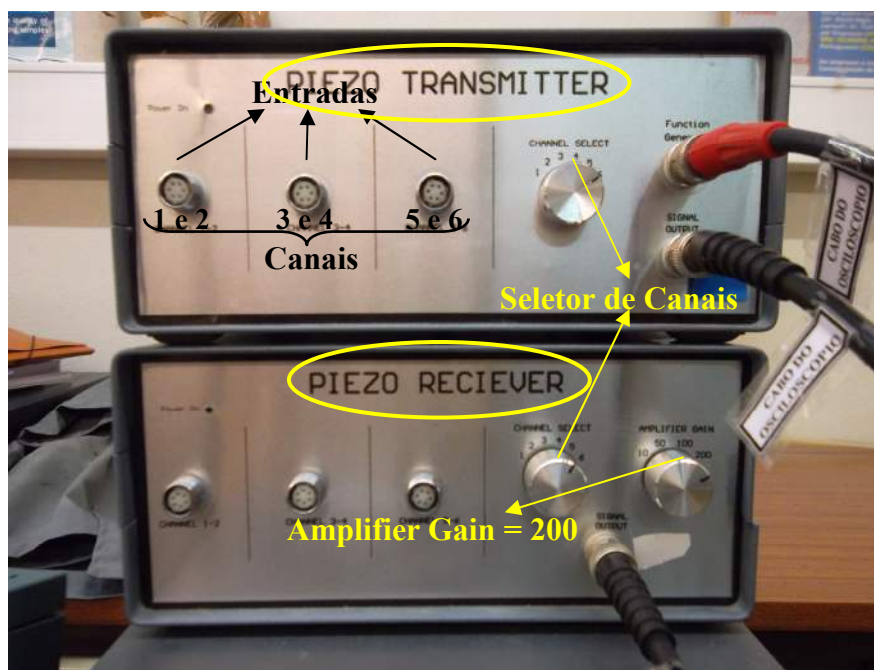


Figura 3.84 – Detalhes dos amplificadores dos transmissor e receptor piezoelétricos utilizados durante os ensaios

l) Após determinar a entrada que melhor capta os sinais das ondas, posteriormente, por meio de um gerador de função capaz de desenvolver impulsos e vibrações senoidais, quadradas, triangulares e rampas, escolheu-se o tipo de onda e as respectivas frequências e realizaram-se as leituras. O gerador de função utilizado durante os ensaios é da marca *Thurlby Thandar Instrumentes* (TTi), modelo TG1010® *Programable 10 MHz DDS Function Generator*, com capacidade de amplitude máxima de 20 V pico a pico e uma banda de frequência entre 0 Hz e 10 MHz. Para obter primeiro a onda P, conectou-se os cabos vindos dos transdutores piezoelétricos ambos na primeira entrada das caixas amplificadoras transmissora e receptora. Em seguida por meio do botão seletor de canais escolheu-se para ambas as caixas o canal 2.

m) Por meio do gerador de função, escolheu-se o modelo do impulso da onda a ser utilizada durante as leituras da onda P. Para escolher um impulso do tipo senoidal basta apenas apertar o primeiro botão do lado esquerdo localizado abaixo da palavra **FUNCTION**, para escolher um impulso do tipo **QUADRADO** aperta-se o segundo botão e para escolher um impulso do tipo **TRIANGULAR** aperta-se o último botão. Durante a realização dos ensaios utilizou-se a opção **SENOIDAL**.

n) Escolhido o tipo de função, logo em seguida, sempre se confirma o par de canal (Piezo Transmitter → canal 2 e Piezo Receiver → canal – 2) escolhido apertando os botões **RECALL**, depois aperta-se o botão número **1** e por fim aperta-se o botão **CONFIRM**.

o) Após confirmar o par de canal selecionado, em seguida escolhe-se o valor da frequência apertando os botões dos números e logo em seguida aperta-se o botão da unidade da respectiva frequência. Para escolher a frequência de 25 kHz, aperta-se os botões **2** e **5** e depois o botão **kHz us mV**. O valor da frequência assim como sua unidade pode ser visualizada através do visor verde localizado no próprio gerador de função. Para as ondas P e S escolheu-se as frequências detalhadas na Tabela 3.7. Na Figura 3.85 ilustra-se o gerador de função utilizado durante os ensaios.



Figura 3.85 – Detalhes do gerador de função utilizado durante os ensaios

p) Escolhida a frequência, logo em seguida, por meio do osciloscópio escolhe-se a forma da onda P de acordo com o modelo de impulso definido no gerador de funções.

O osciloscópio utilizado durante os ensaios é da marca Teltronix modelo TDS 220® Two Channel Digital Real-Time Oscilloscope 100 MHz 1GS/s. Para escolher a forma da onda P no osciloscópio, neste caso senoidal pois foi a forma da onda adotada durante a realização dos ensaios, basta apenas apertar duas vezes o botão **STOP/RUN**, para parar e da início novamente ao processo de emissão das ondas. Em seguida aperta-se o botão que contém a opção **SLOPE: RISING**, que encontra-se visualizado no menu direito do visor do osciloscópio, depois aperta-se o botão **TRIGGER: MENUR** localizado na primeira coluna do lado direito.

Por fim, ajusta-se a ampliação da onda P e sua posição no visor do osciloscópio de modo que o **Input** (onda gerada) esteja alinhado com uma das linhas horizontais e verticais de modo a se tornar bastante visível o sinal input e a respectiva onda desenvolvida.

q) Para posicionar o sinal do Input na vertical gira-se o botão **VERTICAL: POSITION** e para ajustar sua escala gira-se o botão **VOLTS/DIV** localizado logo abaixo do botão de posicionamento. Para posicionar o sinal das ondas de resposta assim como seu tamanho, também giram-se os mesmos botões descritos anteriormente. Porém, esses encontra-se no **CH-2** enquanto o sinal de Input encontra-se no **CH-1**. Para posicionar ambos os sinais na horizontal gira-se o botão **HORIZONTAL: POSITION** e para ajustar o zoom horizontal de ambas as ondas gira-se o botão **VOLTS/DIV** localizado acima da entrada **EXT TRIG**. Na Figura 3.86 ilustra-se o osciloscópio utilizado durante os ensaios.

r) Durante a leitura das ondas é fundamental obter uma média de todas as leituras obtidas. Para obter a média das 128 leituras consecutivas, basta apenas apertar o botão **ACQUIRE** e logo em seguida clica-se no botão que contem a opção **AVERAGE** localizada no visor do osciloscópio.

s) Após visualizar a média das ondas P para a frequência de 25 kHz, logo em seguida salvar os dados obtidos para o respectivo tipo de onda, abrindo o programa **WaverStar for Oscilloscopes Version 2.4**, localizado na área de trabalho do computador portátil ligado aos demais aparelhos. Após abrir o programa **WaveStar**, deve-se logo em seguida acessar as seguintes opções: **LOCAL** → **TESK TDS 200 SERIES** → **DATA** → **WAVEFORMS**. Depois cria-se um novo arquivo acessando a opção **NEW**, localizado no menu superior do programa.

Ao clicar em **NEW** aparece automaticamente uma janela com várias opções de sistema de dados da qual escolhe-se apenas o último sistema de coordenadas **YT SHEET**. Em seguida, por meio da opção CH-1 (registro do sinal da onda de input) e CH-2 (registro da média das 128 ondas consecutivas) o operador clica em cima de cada uma dessas opções, aperta o botão do mouse e arrasta cada opção para dentro do sistema de coordenadas YT SHEET.

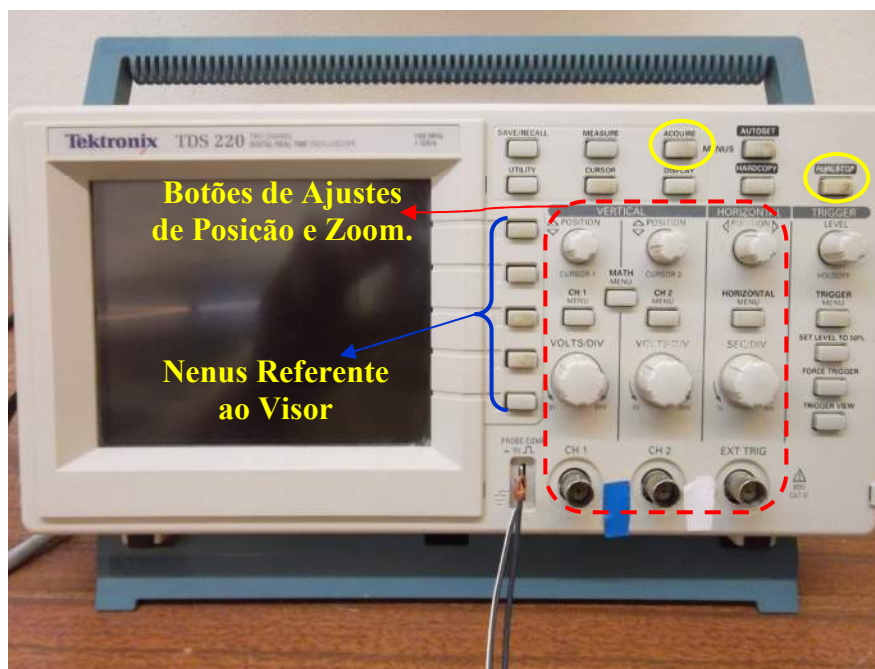


Figura 3.86 – Detalhes do osciloscópio utilizado durante os ensaios sísmicos

Depois altera-se apenas o valor frequência conforme detalhes contidos no procedimento p) e ajusta-se a onda assim como o seu input conforme o procedimento r).

t) Depois de medir as ondas P para as frequências de 25, 50 e 75 kHz, altera-se os canais pares (2 e 2) para os canais ímpares (1 e 1) por meio das caixas amplificadoras dos transdutores piezelétricos, confirmar esta mudança realizando o procedimento o) e escolhe-se as frequências geralmente utilizadas para medir as ondas S (ver Tabela 3.7). Em seguida realiza-se o ajuste das ondas e as salva no formato de dados indicado conforme os procedimentos r), s) e t).

3.2.8 – Metodologia da Oitava Etapa do Programa Experimental: Realização do Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura Utilizando o Scanner Electronic Microscopy (SEM) da PHENOM:

De acordo com Goldstein et al. (1992) a preparação apropriada de uma amostra garante a reprodução e confiabilidade da investigação. Conforme descrito em Devadid, Comes e Machado (2007), para observação no MEV, a amostra deve estar livre de umidade e limpa, além disso, deve ser condutora e resistente ao feixe de elétrons.

As técnicas relacionadas com preparação de amostras para a observação por microscopia óptica ou eletrônica de varredura são denominadas de técnicas metalográficas (METALS HANDBOOK, 1995).

Para realização do ensaio de microscopia eletrônica de varredura utilizando o microscópico de elétrons rápidos, desenvolvido e comercializado pela PNENOM-MUNDIAL, também conhecido como **Scanning Electronic Microscopy (SEM)**, adotou-se os seguintes procedimentos:

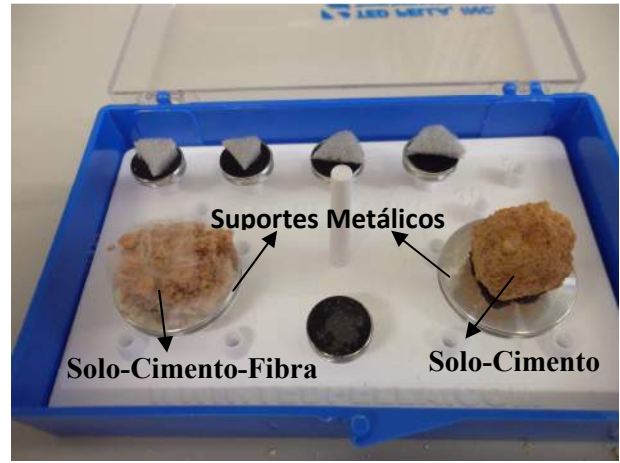
- a) O primeiro procedimento consistiu na moldagem das amostras. As amostras utilizadas para análises foram extraídas de dois corpos de prova distintos, rompidos após o ensaio de compressão simples. Um corpo de prova era constituído apenas de solo + 5% de cimento de alta resistência inicial (ARI), o outro era de solo + 5 % de cimento (ARI) + 75 % de fibras de polipropileno de 24 mm de tamanho e 18 μm (10^{-6}m) de diâmetro da marca FibroMac fornecidas pela MACCAFERRI.
- b) As amostras foram retiradas com o auxílio de um estilete da zona de ruptura dos CPs, ou seja, do local onde houve o desenvolvimento da cunha de ruptura dos mesmos. Para cada corpo de prova foi feita apenas uma única amostra, cujo formato e tamanho foi de um cubo de dois centímetros de aresta.
- c) As amostras encontravam-se completamente secas, pois de acordo com Devadid, Comes e Machado (2007) amostras espessas e porosas podem reter umidade dificultando a obtenção do vácuo ideal na câmara do MEV. É aconselhado o uso da estufa ou de acondicionamento em dessecador por um alguns dias até a secagem completa da amostra.
- d) Após a moldagem, as amostras foram levadas para o Laboratório de Engenharia Química da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto/Portugal, local onde realizou-se o ensaio de MEV.
- e) No Laboratório de Engenharia Química da FEUP, as amostras foram fixadas em um suporte metálico por meio de uma substância líquida escura denominada Grafite Coloidal (Base de Isopropanol) fabricado pela TED PELLA, INC - PELCO[®] (N^o do Produto: 16053).

Utilizando um pequeno pincel fixado na tampa do recipiente deste produto, espalhou-se uma pequena quantidade de grafite coloidal na base do suporte metálico e logo em seguida colocou-se as amostras sobre este, objetivando obter total aderência com o suporte descartados após o ensaio. Na Figura 3.87 ilustra-se a substância grafite coloidal utilizada e os suportes metálicos com as respectivas amostras.

- f) Passado o intervalo de tempo de quarenta e cinco minutos, com o auxílio de um alicate específico fixou-se os suportes metálicos no porta-amostra de modelo ilustrado na Figura 3.88 a).



a)



b)

Figura 3.87 – Preparação das amostras para o MEV: a) Grafite Coloidal (Base de Isopropanol) e b) Amostras coladas com grafite coloidal nas bases dos suportes metálicos

g) Após fixação do suporte metálico no porta-amostra, as amostras foram submetidas a jatos de nitrogênio, por meio de um spray (ver Figura 3.88 b)), objetivando remover partículas que não se encontravam totalmente aderidas à amostra, evitando, danificar a coluna do MEV durante o processo de sucção desenvolvido pelo equipamento para desenvolvimento do vácuo no interior de sua câmara, local onde se deposita as amostras para realização do ensaio.

O vácuo desenvolvido pelo equipamento fornece uma pressão no interior da câmara abaixo da pressão atmosférica ($1 \text{ Bar} = 1,0325 \cdot 10^5 \text{ Pa}$), entre $0,1 \cdot 10^{-3}$ e $0,5 \cdot 10^{-3} \text{ Bar}$, que corresponde à 10 e 50 Pa respectivamente.

De acordo com Devadid, Comes e Machado (2007) amostras particuladas (pó), mesmo muito finas, podem também passar por processo de limpeza e secagem, quando for adequado à investigação. Para evitar que partículas contaminem a coluna do MEV, recomenda-se após fixação no suporte metálico e a metalização (técnica relacionada com preparação de amostras para a observação por microscopia óptica ou eletrônica de varredura), submetê-las a jatos de gás (nitrogênio) para assegurar que as mesmas estejam em boas condições de adesão.



a)



b)

Figura 3.88 – Detalhes da preparação da amostra no MEV: a) Fixação dos suportes metálicos no porta-amostra e b) Amostra sendo submetida a jatos de nitrogênio para remoção de partículas não aderidas

h) Durante o processo de aplicação de jatos de nitrogênio, foi observado que para a amostra constituída por solo-cimento-fibra, sempre desenvolvia-se uma grande desfragmentação quando se aplicavam os jatos, de modo que a mesma reduziu significativamente de tamanho.

Essa desfragmentação significativa foi desenvolvida por causa da fibra a qual evitava uma maior cimentação entre os grãos do solo devido a sua presença na matriz. Mesmo assim, continuou-se aplicando jatos de nitrogênio nesta amostra até observar remoção total de partículas não aderidas.

Observa-se na Figura 3.89 que a amostra de solo-cimento-fibra reduziu significativamente de tamanho de modo que a mesma ficou reduzida a uma pequeníssima quantidade de fibras e uma insignificante quantidade de solo+cimento. Apesar das condições de representatividade da amostra, a mesma foi ensaiada.

i) Terminada a etapa de remoção das partículas não aderentes através de jatos de nitrogênio, ajustou-se o porta-amostra de modo que sua parte metálica proporcionasse altura igual à da amostra reduzida de dois mm. O ajuste do porta-amostra era obtido manualmente rotacionando a parte metálica do mesmo no sentido horário ou anti-horário conforme fosse necessário (ver Figura 3.90).



a)



b)

Figura 3.89 – Comparação da amostra de solo-cimento-fibra: a) Antes da aplicação de jatos de nitrogênio e b) Depois da aplicação dos jatos



Figura 3.90 – Sentidos de ajustes do porta-amostra no MEV

j) Após o ajuste dado ao porta-amostra, o mesmo foi levado para o interior da câmara do SEM (Scanning Electronic Microscopy) onde realizou-se o ensaio (ver Figura 3.91).

l) O SEM consiste em um scanner eletrônico que visualiza a amostra por meio de um ângulo de rotação de 360° e um ângulo de inclinação entre 45° até -5° , controlado por software.

A microscopia eletrônica permite a observação em detalhes de um determinado elemento a um nível sub-mícron, que normalmente exige um investimento significativo e operadores altamente treinados.



Figura 3.91 – Inserção do porta-amostra no SEM fabricado pela PHENOM

O PHENOM integra todas as vantagens da microscopia óptica e eletrônica, sem comprometer a facilidade do seu uso assim como o tempo necessário para processar as imagens.

Atualmente o PHENOM é considerado o microscópio eletrônico de varredura mais rápido do mundo, pois através dele é possível observar a estrutura de um elemento passando da escala de milímetros para a sub-escala micron.

No aparelho pode-se ampliar o tamanho de um objeto até vinte e quatro mil vezes ($\times 24.000$). O PHENOM realiza medições automatizadas e fornece todos os dados estatísticos que o analista precisa em questão de minutos. No seu sistema de medição automática, a máquina determina se os elementos selecionados da imagem são fibras ou poros. Para as fibras, o aparelho pode medir a espessura e para os poros a área da superfície fechada.

m) No software pode-se controlar o brilho, o contraste e a focagem da imagem visualizada, também pode-se realizar todos os comandos do equipamento através de toques manuais na tela do monitor, ou seja, *touchscreen*. O sistema disponibiliza ao usuário dois modos de focagem na parte óptica e eletrônica do equipamento. Na Figura 3.92 ilustra-se o aparelho utilizado na realização dos ensaios de MEV desta pesquisa.

n) A parte óptica admite as focagens grossa e fina. O foco grosso realiza um grande movimento de focagem o qual também serve para realizar o mapeamento de toda a amostra que se encontra dividida em quatro quadrantes. O foco fino serve para visualizar, de maneira mais detalhada partes mais específicas da amostra. Na parte óptica do aparelho obtém-se uma ampliação de até 120 vezes o tamanho original do objeto.



a)



b)

Figura 3.92 – Detalhes do SEM: a) Scanner da PHENOM e b) Exemplos de imagens obtidas

o) A parte eletrônica do aparelho, pode admitir as focagens fina, grossa e automática. A focagem automática, por vezes, o brilho, o contraste e o foco não se encontram otimizados, sendo necessário a realização de um ajuste manual. De modo geral, uma imagem obtida na máxima definição leva aproximadamente o tempo de 27 segundos para finalizar o arquivo da mesma. O sistema também pode estimar uma visualização da amostra em três dimensões.

p) O programa também permite realizar inúmeras medições ao longo de todas as partículas visivelmente existentes na amostra, calcula o desvio-padrão e a percentagem de erro, e, acima de um determinado valor pode-se rejeitar as respectivas medições e ajustar o histograma desejado. As imagens obtidas podem ser salvas em arquivos do tipo JPEG e PNG.

CAPÍTULO IV: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO, DO CIMENTO E DAS FIBRAS

Este capítulo está relacionado à apresentação e análise dos resultados dos ensaios de caracterização do solo coletado, do cimento e das fibras utilizadas durante a pesquisa.

Tendo como objetivo uma completa caracterização do solo coletado e conhecimento do seu comportamento mecânico, foram realizados os seguintes ensaios no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE: granulometria por peneiramento e sedimentação (com e sem a presença do defloculante), limites de Atterberg (LL e LP), massa específica dos grãos, dispersibilidade por meio dos ensaios de Crumb Test e Sedimentológico Comparativo, condutividade hidráulica saturada, compactações nas três energias do Proctor, resistência ao cisalhamento direto, curva característica, potencial de colapso e expansão, Miniatura compactado tropical (MCT) e apresentação da geologia.

Para o cimento utilizado durante toda a pesquisa, apresentam-se os limites dos materiais de sua composição e os resultados obtidos dos ensaios de caracterização química, física e mecânica. No caso das fibras de polipropileno utilizadas, apresentam-se os dados da sua caracterização física e mecânica e os possíveis locais de aplicação conforme dados do fabricante.

4.1 – Apresentações & Análise dos Resultados Obtidos da Caracterização Geotécnica e do Comportamento Mecânico do Solo Puro

4.1.1 – Análise do Ensaio de Granulometria por Peneiramento & Sedimentação

Após a realização dos ensaios e dos procedimentos de cálculo, obteve-se a curva granulométrica do solo, apresentada na Figura 4.1 a seguir.

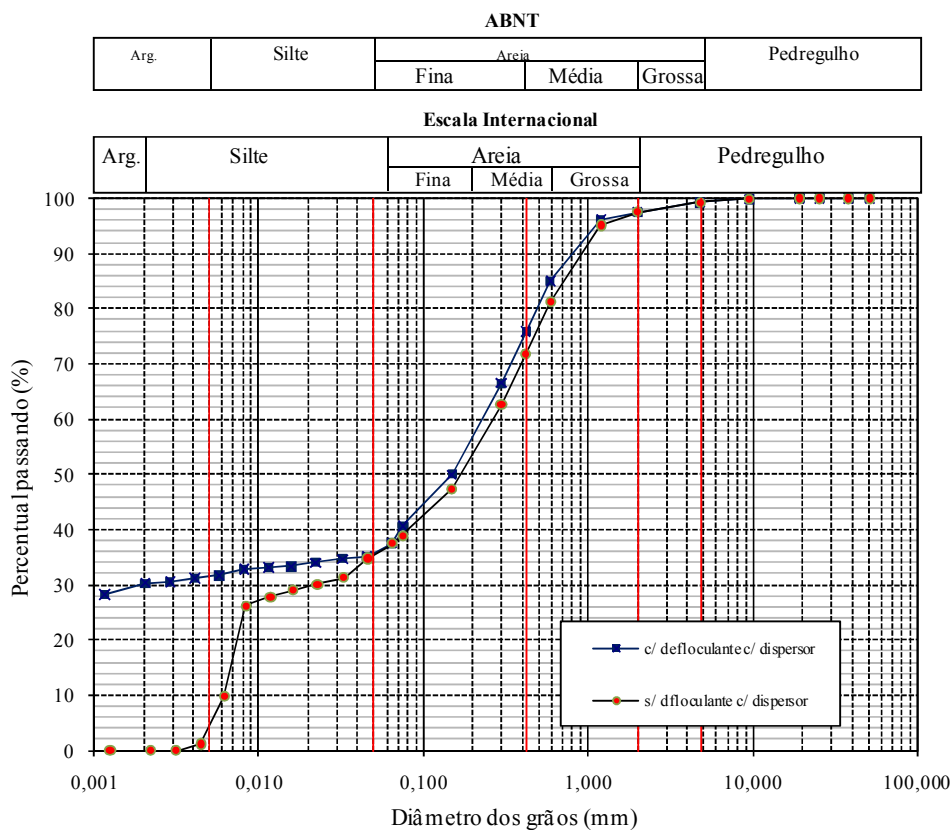


Figura 4.1 – Curva granulométrica

Pela análise da curva granulométrica de acordo com a escala nacional de divisão granulométrica recomendada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o solo é composto pelas frações indicadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Composição granulométrica do solo desta pesquisa de acordo com a ABNT

Fração	Tamanho dos Grãos	Composição do Solo
Matacão	25 cm < ϕ < 1 m	0 %
Pedra	7,6 cm < ϕ < 25 cm	0 %
Pedregulho	4,8 mm < ϕ < 7,6 cm	0 %
Areia Grossa	2 mm < ϕ < 4,8 mm	3 %
Areia Média	0,42 mm < ϕ < 2 mm	21 %
Areia Fina	0,05 mm < ϕ < 0,42 mm	40 %
Silte	0,005 mm < ϕ < 0,05 mm	4 %
Argila	ϕ < 0,005 mm	32 %

Na escala internacional de divisão granulométrica definida pela Internacional Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), o solo é composto pelas frações, apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Composição granulométrica do solo de acordo com o sistema da ISSMFE

Fração	Tamanho dos Grãos	Composição do Solo
Matacões	$\phi > 200 \text{ mm}$	0 %
Pedras	$60 \text{ mm} < \phi < 200 \text{ mm}$	0 %
Pedregulho Grosso	$20 \text{ mm} < \phi < 60 \text{ mm}$	0 %
Pedregulho Médio	$6,0 \text{ mm} < \phi < 20 \text{ mm}$	0 %
Pedregulho Fino	$2,0 \text{ mm} < \phi < 6,0 \text{ mm}$	3 %
Areia Grossa	$0,6 \text{ mm} < \phi < 2,0 \text{ mm}$	12 %
Areia Média	$0,2 \text{ mm} < \phi < 0,6 \text{ mm}$	28 %
Areia Fina	$0,06 \text{ mm} < \phi < 0,2 \text{ mm}$	20 %
Silte Grosso	$0,02 \text{ mm} < \phi < 0,06 \text{ mm}$	3 %
Silte Médio	$0,006 \text{ mm} < \phi < 0,02 \text{ mm}$	2 %
Silte Fino	$0,002 \text{ mm} < \phi < 0,006 \text{ mm}$	2 %
Argila	$\phi < 0,002 \text{ mm}$	30 %

Com base na composição granulométrica, conclui-se que o solo é composto em sua grande parte pela fração areia, 64 % pelo sistema da ABNT e 60 % pelo sistema da ISSMFE. A segunda fração de maior predominância na composição do solo é a fração argila, 32 % pelo sistema da ABNT e 30 % pelo sistema da ISSMEF.

Com os resultados obtidos da granulometria e por meio do diagrama triangular do Bureau of Public Roads, ou do Federal Highway Administration ou ainda da Mississippi River Comissão, os quais permitem a classificação textural dos solos considerando as porcentagens das frações areia, silte e argila, podemos classificar o solo em estudo como sendo uma areia argilosa.

Ainda com base na composição granulométrica, o solo é caracterizado como mal graduado, portanto, admite maior porosidade, ou seja, maior número de vazios, menor número de contatos entre suas partículas, o que diminui o atrito que pode ser desenvolvido em reação às tensões aplicadas, diminuindo a existência de maior intertravamento entre suas partículas. Solos bem graduados admitem um melhor desempenho devido ao fato dos seus grãos menores caberem exatamente dentro dos vazios formados pelos grãos maiores e, portanto, são solos que quando bem compactados podem atingir massas específicas aparentes muito elevadas e elevadas resistências.

4.1.2 – Análise dos Ensaio de Limites de Atterberg (LL & LP)

No ensaio de limite de liquidez, com base nos resultados obtidos, foi construído um gráfico no qual as abscissas (escala logarítmica) são os números de golpes, e as ordenadas (escala aritmética) são os teores de umidade correspondentes. Após os procedimentos de cálculos realizados, chega-se a conclusão de que o limite de liquidez do solo em estudo é de $LL = 30 \%$.

No caso do ensaio de limite de plasticidade o resultado final corresponde à média de, pelo menos, três valores de umidade sendo que nenhum deles difira da respectiva média em mais de 5%. Portanto, após os procedimentos de cálculos realizados, têm-se que o limite de plasticidade do solo em estudo é de $LP = 18 \%$.

Com os valores do limite de liquidez e do limite de plasticidade determina-se o índice de plasticidade (IP) do solo, dado por: $IP = LL - LP$, portanto, $IP = 30 - 18$, $IP = 12 \%$.

Com base nos resultados obtidos de limite de liquidez e de índice de plasticidade, e por meio do gráfico de plasticidade desenvolvido por Artur Casagrande, a fração fina do solo pertence ao grupo das *Argilas Inorgânicas de Baixa Plasticidade*. Ainda com base no gráfico de plasticidade, o solo se enquadra no grupo das areias argilosas (SC), o que comprova a classificação do solo por meio do diagrama triangular de classificação textural dos solos.

De acordo com Sousa Pinto (2006) certos solos com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que aqueles com pequenos teores de argila. Isto pode ocorrer devido ao fato da composição mineralógica dos argilo-minerais ser bastante variável. Pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa. Baseado nisto, Skempton (1948) citado por Carvalho (2004) definiu o índice de atividade da fração argila presente no solo com sendo a razão entre o índice de plasticidade e a fração argila (menor que 0,002 mm).

Com os resultados obtidos da granulometria e dos índices de Atterberg ($\phi < 0,002 \text{ mm} = 30 \%$ e $IP = 12 \%$), determinamos o índice de atividade, $IA = 0,4$, que indica, que a argila presente no solo é considerada como inativa.

Vargas (1977) comenta que esse índice pode servir, como indicação da maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidal, da fração argila nas propriedades geotécnicas de um solo argiloso. É, portanto, um índice cujo conhecimento é de grande valor na identificação e caracterização dos solos para fins de engenharia.

Ainda com base nos índices de Atterberg é possível determinar o índice de consistência do solo. Segundo Caputo (1988) a consistência de um solo no seu estado natural, com teor de umidade h , é expressa numericamente, por $IC = (LL - h) / IP$. No caso do solo em estudo, em seu estado natural, cuja umidade determinada in situ foi de $h_{\text{média}} = 16,06 \%$, a fração argila encontra-se com uma consistência classificada como dura, pois $IC = 1,16 > 1,0$. Sabe-se que:

Levando em consideração os resultados da granulometria, limites de Atterberg e do índice de grupo o solo foi classificado, segundo o modelo de classificação dos solos da Transportation Research Board – TRB (antigo HRB), como sendo um solo pertencente ao subgrupo A-4, ou seja,

solo siltoso cuja característica como material de subleito admite comportamento do tipo sofrível a mau.

4.1.3 – Análise do Ensaio de Massa Específica & Densidade dos Grãos de Solo

Após a realização do ensaio, e por meio dos cálculos efetuados, determinou-se a massa específica dos grãos do solo em estudo, aproximadamente $\gamma_g = 2,65 \text{ g/cm}^3$, e o valor de $G_g = 2,65$.

Segundo Carvalho (2004) a densidade dos grãos é proporcional ao mineral com predominância no solo, portanto, G_g é função da composição mineralógica do solo. G_g apresenta valores decrescentes para solos que contém elevado teor de matéria orgânica e crescente para solos ricos em minerais pesados (óxidos de ferro). Com o valor obtido $G_g = 2,65$, e com base em Vargas (1977), Ortigão (2007), Sousa Pinto (2006), e Das (2007) infere-se que o mineral predominante na estrutura dos grãos do solo em estudo é o quartzo, pois $G_g = G_{g(\text{Quartzo})} = 2,65$.

O quartzo é um dos principais minerais formadores das rochas (além do feldspato, anfibólios, piroxênios e micas) constituído por um arranjo estrutural compacto de tetraedros (SiO_2) de alta resistência à alteração (dureza: 7), com densidade dos grãos $G_g = 2,65$, possuindo forma prismática, maciça e granular, incolor (puro) e sem clivagem (plano de fraqueza ou de ruptura).

4.1.4 – Análise dos Ensaio de Dispersibilidade do Solo (Crumb Test & Ensaio Sedimentológico Comparativo)

A análise do ensaio sedimentológico comparativo baseia-se no grau de dispersão das partículas de argila, desenvolvida pela preparação prévia da amostra com agitação mecânica e adição de defloculante (NBR-07184/1984). A fração argilosa do solo será tanto mais dispersiva, quanto maior forem os resultados dos testes, realizados com e sem esta preparação prévia.

A porcentagem de dispersão é expressa pela seguinte equação:

$$\text{Porcentagem de Dispersão (\%)} = \left(\frac{A}{B} \right) \times 100$$

onde:

- A = porcentagem, em massa, de partículas com diâmetros menor que 0,005 mm, determinada de acordo com a NBR-13602/1996 ($\% < 0,005$ sem defloculante e sem dispersão);
- B = porcentagem, em massa, de partículas com diâmetro menor que, 0,005 mm, determinada de acordo com NBR-07181/1984 ($\% < 0,005$ com defloculante e com dispersão).

Com base nos procedimentos da NBR-13602/1996 e por meio das informações contidas na curva granulométrica do solo ($A = 6,0\%$ e $B = 32,0\%$) ilustrada por meio da Figura 4.1, conclui-se que a fração argila contida no mesmo é considerada não dispersiva: Porcentagem de Dispersão (PD) = $18,45\%$. Solo com valores de PD maiores que 50% , é considerado altamente dispersivo. Entre 20% e 50% são moderadamente dispersivos e menores que 20% são considerados não dispersivos.

Ainda em função da razão de dispersão Middleton (1930) apresenta um método para avaliar o solo quanto ao critério da erodibilidade, que leva em consideração, partículas com diâmetros menores do que $0,05\text{ mm}$ (frações de silte e argila). De acordo com este método, solos com razão de dispersão maiores do que $15,0\%$ são considerados erodíveis.

$$RD = \frac{A'}{B'} = \frac{\% < 0,05\text{ mm sem Defloculante}}{\% < 0,05\text{ mm com Defloculante}} \times 100$$

Com base no resultado obtido da porcentagem de dispersão, considerando partículas menores do que $0,05\text{ mm}$ ($A' = B' = 36,0\%$), o solo em estudo é considerado erodível, pois obtém-se PD = 100% .

Com base no resultado obtido após a realização do ensaio (Figura 4.2), conclui-se visualmente que o solo em estudo admitiu grau 1 de dispersão, sendo, portanto, a fração argila contida no solo classificada como não dispersiva, concordando dessa maneira com a classificação obtida no ensaio sedimentométrico comparativo (NBR-13602/1996).



Figura 4.2 – Ensaio de Crumb Test do solo

4.1.5 – Análise do Ensaio de Permeabilidade do Solo

A condutividade hidráulica do solo em estudo, considerando que a sua estrutura permaneceu a mesma que a de campo, foi de $K = 6,45 \cdot 10^{-4}\text{ cm/s}$. Com base em Terzaghi e Peck (1967) citados

por Fernandes (1994) o grau de permeabilidade do presente solo é classificado como médio (10^{-3} a 10^{-5}) e sua ordem de grandeza é comparada ao de uma areia fina (10^{-4} a 10^{-5}). Porém, com base em Ortigão (2007) a permeabilidade do solo presente é considerada alta típica de areias (10^{-3} a 10^{-5}), concordando dessa maneira com Hann *et al.* (2002) que classifica como alta a condutividade hidráulica da areia argilosa da Formação Barreiras.

De acordo com os intervalos de coeficiente de permeabilidade proposto por A. Casagrande e R. E. Fadum citados por Caputo (1988) o presente solo se enquadra no intervalo das areias muito finas e siltes, misturas de ambos e argila (10^{-3} a 10^{-7}).

Pode-se observar que o solo típico da condutividade hidráulica obtida ($K = 6,45 \cdot 10^{-4}$ cm/s) consiste numa areia com uma porção considerável de partículas finas, portanto, esta de acordo com a classificação do presente solo (SC - areia argilosa), o que por sua vez confirma de certa maneira a qualidade do ensaio realizado, porém, não podemos classificar um solo com base na sua condutividade hidráulica, uma vez que a mesma não é uma propriedade intrínseca, pois, de acordo com Sousa Pinto (2006) a condutividade hidráulica de cada solo é influenciada pelos seguintes parâmetros: estado do solo (fofo ou compacto), grau de saturação (considerando um mesmo tipo de solo).

Quanto menor o seu grau de saturação menor portanto o seu coeficiente de permeabilidade, entretanto, a diferença não é muito grande), estrutura/anisotropia (a permeabilidade depende não só da quantidade de vazios do solo, como também da disposição relativa dos grãos) e temperatura (o aumento de temperatura diminui a viscosidade de um líquido).

4.1.6 – Análise do Ensaio de Compactação do Solo

As curvas de compactação obtidas para os três níveis de energias aplicadas encontram-se representadas no gráfico: Teor de Umidade x Massa Específica Aparente Seca, ilustrado na Figura 4.3.

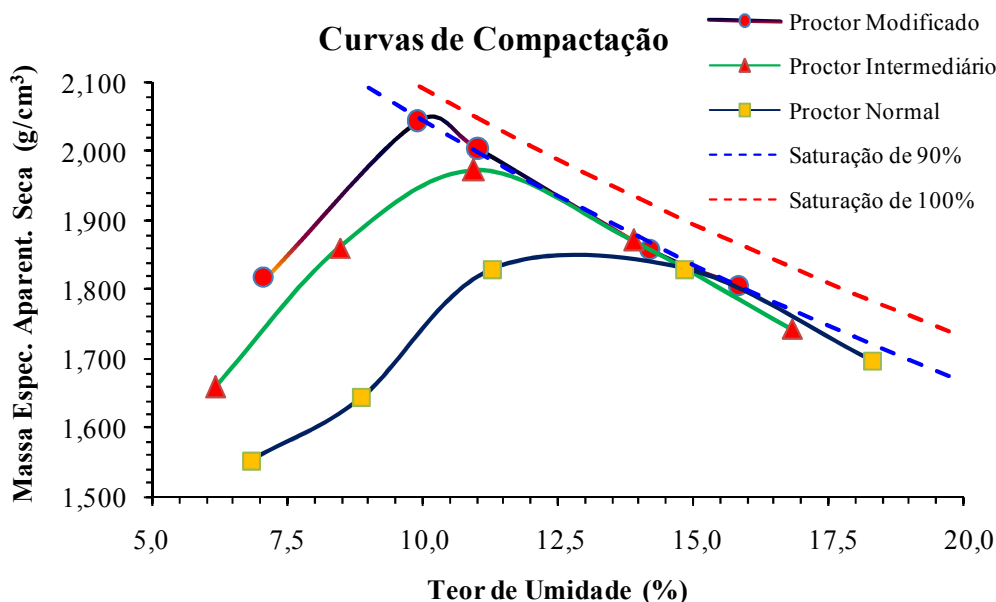


Figura 4.3 – Resultados dos ensaios de compactação para os três níveis de energias

Em função da energia de compactação aplicada, o solo apresentou os seguintes parâmetros detalhados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros obtidos em função da energia de compactação aplicada

Parâmetros	Energias de Compactação		
	Normal	Intermediário	Modificado
1 - Energia de Compactação Aplicada - (kg.cm/cm2)	5,7	12,6	26,6
2 - Umidade Ótima - (%)	12,5	11,0	10,2
3 - Massa Específica Seca Máxima - (g/cm3)	1,86	1,98	2,05
4 - Índice de Vazios	0,43	0,34	0,29
5 - Porosidade - (%)	29,9	25,3	22,6
6 - Grau de Saturação - (%)	77,8	86,2	92,4
7 - Conteúdo de Ar - (%)	6,6	3,5	1,7

Com o objetivo de determinar as condições físicas em que se encontrava o solo in situ (estado natural), realizou-se o cálculo dos seus índices físicos. Sabe-se que o solo é constituído de três elementos: as partículas sólidas, a água e o ar, e que seu comportamento, depende da quantidade relativa de cada um dos três elementos.

Os índices físicos referentes à profundidade em que foi coletado o solo ($h = 1,40$ m) encontram-se detalhados na Tabela 4.4, constando da umidade, massa específica natural, massa específica seca, massa específica dos grãos, índice de vazios, porosidade, grau de saturação e conteúdo de ar.

Tabela 4.4 – Índices físicos do solo no estado natural

Índice Físico	Símbolos	Valores Obtidos
1 - Umidade de Campo - (%)	w	16,17
2 - Massa Específica Natural - (g/cm ³)	γ	2,05
3 - Massa Específica Seca - (g/cm ³)	γ_d	1,77
4 - Massa Específica dos Grãos - (g/cm ³)	γ_g	2,65
5 - Índice de Vazios	e ₀	0,49
6 - Porosidade - (%)	n	33
7 - Grau de Saturação - (%)	S ₀	85,70
8 - Conteúdo de Ar - (%)	A	4,70

O teor de umidade do solo no campo (época da coleta: 14/07/2010) foi de aproximadamente $w_{\text{Campo}} = 16,2 \%$, observou-se que o teor de umidade in situ é superior aos teores de umidade ótima obtidas nos ensaios de compactação nas três diferentes energias do Proctor.

- Umidade Ótima do Proctor normal = 12,5 % → acréscimo de água para igualar a umidade de campo = 28,8 %;

- Umidade Ótima do Proctor intermediário = 11,0 % → acréscimo de água para igualar a umidade de campo = 46,4 %;

- Umidade Ótima do Proctor modificado = 10,2 % → acréscimo de água para igualar a umidade de campo = 57,8 %;

Com base nos resultados percebe-se que, mesmo diante do local (pequeno talude existente na lateral da estrada) e da profundidade (1,40 m a partir do topo do pequeno talude) em que foi extraído o solo, o mesmo encontra-se submetido a uma condição desfavorável de resistência devido ao fato de estar submetido a um elevado teor de umidade, quando em épocas de elevado índice pluviométrico, ou seja, o solo encontra-se bastante susceptível à umidade.

Logo, o solo da plataforma da estrada que é o mesmo do pequeno talude, portanto, considerado como um solo erodível e que recebe diretamente o tráfego de veículos e que também se encontra exposto às condições climáticas (intempéries), por estar numa posição bastante superficial, deve ser retralhado para adquirir uma estrutura resistente aos esforços solicitantes por ele submetidos. Com base no exposto, faz-se necessário o estudo do reforço da matriz do solo.

Comparando a massa específica seca obtida no campo ($\gamma_d = 1,77$), com as massas específicas aparente secas máximas obtidas no ensaio de compactação, para os três níveis de energias do Proctor, observa-se que é menor e o grau de compactação (GC), obtido no campo, é inferior a 100 %, para as energias do Proctor (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Graus de compactação obtidos do solo natural em relação ao Proctor

Energias de Compactação	Graus de Compactação - (%)
Normal	95,2
Intermediário	89,4
Modificado	86,3

4.1.7 – Análise do Ensaio de Resistência ao Cisalhamento do Solo

Com os resultados obtidos do ensaio de cisalhamento direto traçou-se o gráfico: tensão cisalhante em função das deformações e das tensões normais aplicadas (Figura 4.4).

De posse dos resultados obtidos, construiu o gráfico que relaciona a tensão normal versus tensão de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 4.5, por meio do qual foram determinados o ângulo de atrito e a coesão ou intercepto coesivo, cujos valores obtidos foram de $\phi = 31,06^\circ$ e $c = 2,14$ kPa, respectivamente.

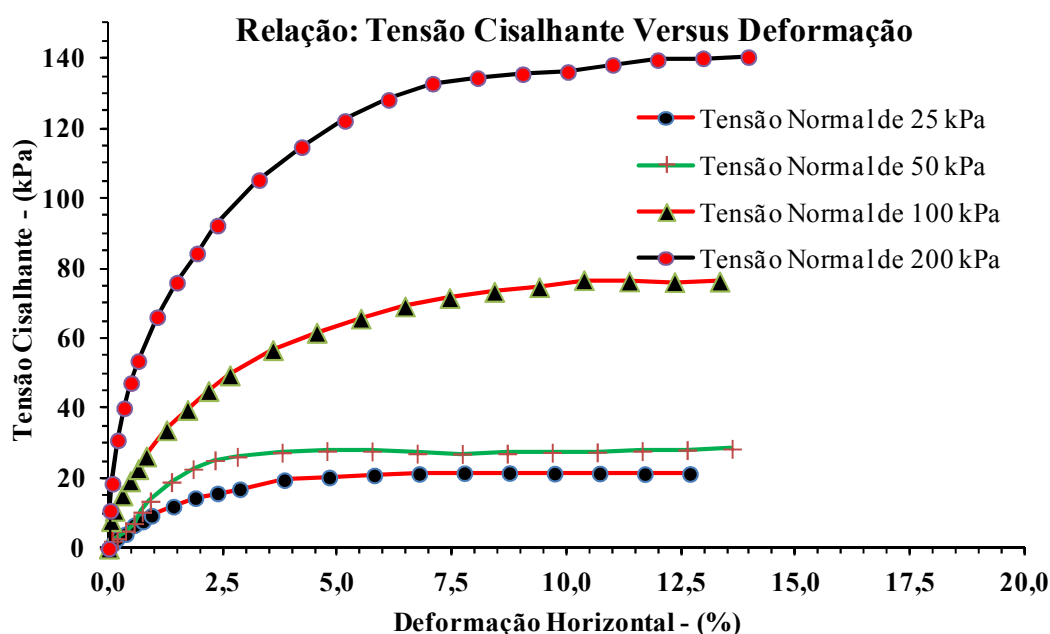


Figura 4.4 – Gráfico da relação: Tensão de cisalhamento (τ) em função da deformação (ϵ)

De acordo com Fernandes (1994) e Das (2007) observa-se que o valor do ângulo de atrito obtido é característico de um solo do tipo areia fina mal graduada medianamente compacta de grãos arredondados, concordando dessa maneira com a classificação granulométrica do solo e com o grau de compactação obtido no campo.

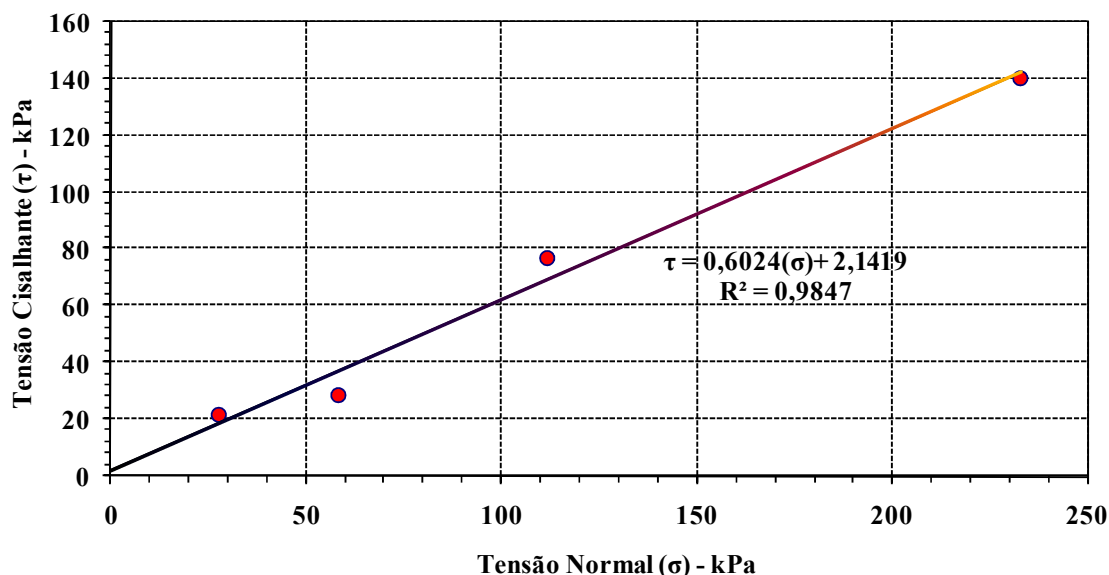


Figura 4.5 – Gráfico: Tensão Normal (σ) versus Tensão Cisalhante (τ) do ensaio de cisalhamento direto

4.1.8 – Análise do Ensaio de Curva Característica do Solo

Na Tabela 4.6 estão apresentadas as condições físicas de cada corpo-de-prova obtidas após o ensaio e por meio da Figura 4.6 ilustra-se a curva característica experimental, sem ajustes.

Tabela 4.6 – Índice físicos das amostras do solo para determinação da curva característica

Amostras	Massa Específica Natural - (g/cm ³)	Umidades - (%)		Índice de Vazios	Grau de Saturação - (%)	Sucção - (%)
		Gravimétrica	Volumétrica			
Anel - 1	1,63	18	29,3	0,92	51,9	3,3
Anel - 2	1,68	16	26,9	0,83	51,1	3,3
Anel - 3	1,65	14	23,0	0,84	44,4	4,6
Anel - 4	1,71	12	20,5	0,74	43,1	5,1
Anel - 5	1,75	10	17,5	0,67	39,6	35,3
Anel - 6	1,65	8	13,2	0,73	28,9	4319,7
Anel - 7	1,59	6	9,6	0,76	20,8	7168,9
Anel - 8	1,58	4	6,3	0,75	14,2	8416,1

Analisando o modelo da curva característica, observa-se formação de patamares bastante elevados que de acordo com Fredlund (1998) é própria de solos arenosos. Segundo o autor, como as areias retêm água por capilaridade, a existência de faixas uniformes de vazios que perdem água quando se aplica uma determinada sucção leva à formação destes patamares podendo ocorrer diversos patamares conforme a quantidade de faixas uniformes de vazios.

A presente curva possui um primeiro trecho onde se observa grande variação de umidade gravimétrica com pequena variação na sucção, seguida de um segundo trecho, onde ocorre pequena

variação de umidade com elevada variação de sucção, e por fim termina com um terceiro trecho que admite característica igual ao primeiro trecho.

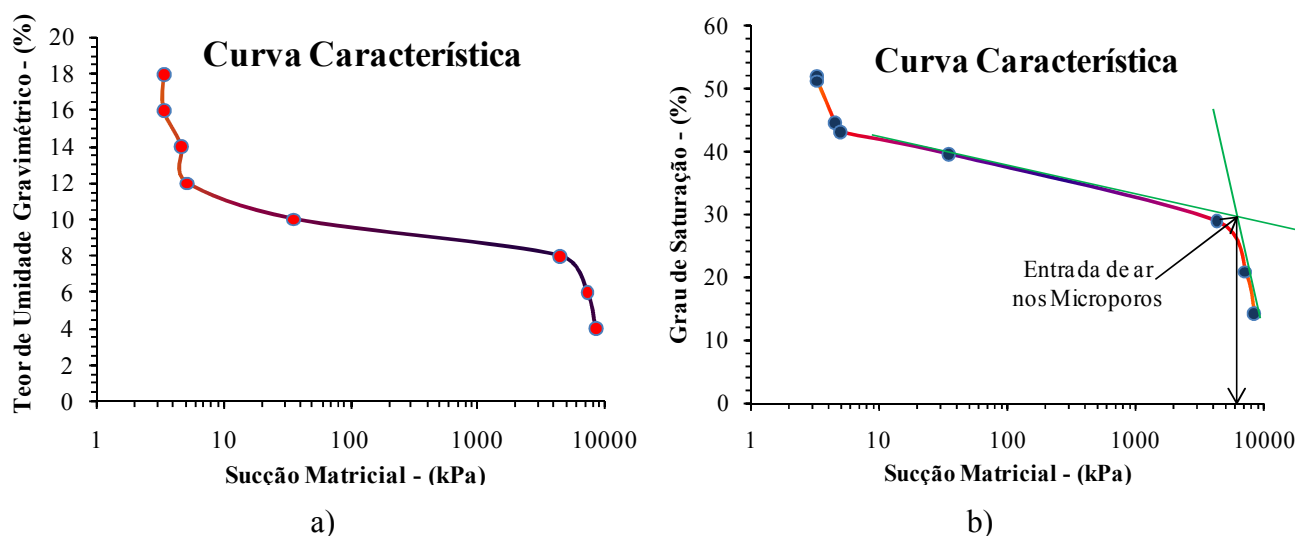


Figura 4.6 – Curva característica experimental do solo no estado natural: a) Sucção matricial versus teor de umidade gravimétrica e b) Sucção matricial versus grau de saturação

De acordo com Miguel, Teixeira e Padilha (2006) a curva característica obtida é típica de solos nos quais a distribuição dos poros é mal graduada ou de granulação aberta, ou seja, bimodal, concordando dessa maneira com os resultados obtidos na análise granulométrica, que indicam uniformidade do solo indicando, portanto, sua má graduação.

A curva característica obtida possui pontos que definem a entrada e o término de ar nos macro e microporos assim como o grau de saturação residual, porém, esses valores somente são obtidos quando se realiza ajustes estatísticos seguindo os modelos unimodal de Fredlund e Xing (1994) ou de Van Genuchten (1980).

No presente caso não foi possível determinar esses pontos uma vez que a curva característica obtida é do tipo bimodal não se ajustando, portanto, aos modelos dos autores citados. A única informação que se pode retirar do presente modelo da curva é o valor da sucção correspondente à entrada de ar nos microporos, de 6,10 MPa.

Existe um modelo de ajuste estatístico do tipo bimodal proposto por Gitirana Jr. & Fredlund (2004), porém mais complexo. No presente trabalho a definição do modelo da curva característica consiste em apenas mais uma informação da característica do solo em estudo no seu estado natural, não existindo, portanto, maior importância sobre os reais objetivos do trabalho.

4.1.9 – Análise do Ensaio de Potencial de Colapso & Expansão do Solo

Com base nos dados obtidos após a realização dos ensaios, foram desenvolvidos dois gráficos, da relação índice de vazios em função da tensão vertical de consolidação, conforme ilustrado na Figura 4.7.

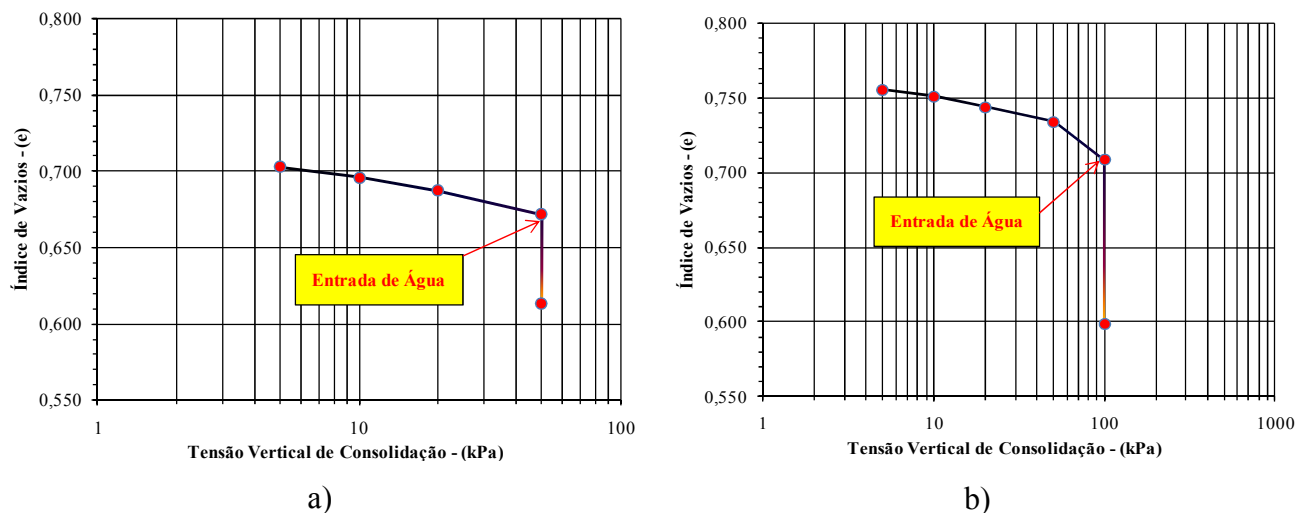


Figura 4.7 – Gráficos da relação: Índice de Vazios versus Tensão Vertical a) CP-I e b) CP-II

As umidades médias iniciais das amostras foram de: $w_{CP-I} = 0,42 \%$ para o CP-I e $w_{CP-II} = 0,48 \%$ para o CP-II. Com base nos valores das umidade foram obtidos, respectivamente, os seguintes graus de saturação, $1,59 \%$ e $1,68 \%$. Observa-se que as umidades iniciais obtidas são umidades higroscópicas.

De acordo com Ferreira (2008) a compressibilidade do solo se eleva com o aumento do teor de umidade. Portanto, quanto maior o valor do teor de umidade inicial de um solo menor será a sua colapsibilidade.

As umidades finais obtidas foram de $w_{CP-I} = 18,73 \%$ para o CP-I e $w_{CP-II} = 17,73 \%$ para o CP-II, respectivamente, os graus de saturação foram $80,90 \%$ e $78,50 \%$. Segundo Conciani (2006) solos com graus de saturação maiores que 80% , em geral, não experimentam o colapso.

Por meio da estrutura em que se encontrava a matriz do solo e das condições estabelecidas nos ensaios edométricos, foram obtidas as grandezas do colapso estrutural, medida pela variação do índice de vazios pela inundação. Os coeficientes de colapso estrutural (i) apresentaram os seguintes valores: $i_{CP-I} = 0,03$ e $i_{CP-II} = 0,06$. Foi observado que os coeficientes obtidos foram proporcionais às tensões de inundações aplicadas.

Vargas (1977) comenta que os solos são considerados colapsíveis quando $i > 0,02$. Portanto, considerando as condições estabelecidas, o solo apresenta comportamento de colapso.

As umidades médias inicial e final da amostra foram de $w_{\text{Inicial - Expansão-livre}} = 0,43 \%$ e $w_{\text{Final - Expansão-livre}} = 18,79 \%$, com base no valores dessas umidades obteram-se, respectivamente, os seguinte graus de saturação, $S_{0\text{-Inicial}} = 2,04 \%$ e $S_{0\text{-Final}} = 104,80 \%$.

Apesar da baixa umidade inicial da amostra, que para solos considerados expansivos contribui de maneira significativa para o aumento da sua expansão, quando umedecidos, não foi observado aumento no seu volume, o que se observou foi uma redução insignificante no volume de $5.10^{-6} \%$. Portanto, com base nos resultados de ensaios anteriormente realizados e também das condições estabelecidas durante o presente ensaio, conclui-se que o solo em estudo não é considerado expansivo.

4.1.10 – Análise do Ensaio de MCT (Miniatura Compactado Tropical)

Os resultados dos ensaios de Mini-MCV e perda de massa por imersão encontram-se detalhados na Tabela 4.7. Com base nos resultados adquiridos foram desenvolvidos gráficos dos quais foram obtidos coeficientes que determinam se o solo em estudo admite ou não comportamento de um solo laterítico.

Com base nos valores dos coeficientes obtidos e por meio do ábaco de classificação MCT, o solo estudado foi caracterizado como sendo um solo de comportamento de uma areia argilosa do tipo laterítica (LA'). Para definir geotecnicamente se o solo em estudo é realmente laterítico ou não, seria necessário o conhecimento dos constituintes mineralógicos do mesmo.

De acordo com a norma rodoviária CLA-259/1996 (Classificação de Solos Tropicais para Finalidades Rodoviárias Utilizando Corpos-de-prova Compactados em Equipamentos Miniatura) do DNER, solos que pertencem ao grupo LA' apresentam geralmente as propriedades típicas conforme descrições contidas na Tabela 4.8.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de Mini-MCV (ME-258/1994) e Perda de Massa por Imersão (ME-256/1994)

Determinação do Teor de Umidade	1) Identificação das Cápsulas	341	375	377	373	AAB	101	44	385	09	45X					
	2) Tara da Cápsula - (g)	14,28	14,55	14,40	13,90	15,19	13,87	17,44	13,63	15,06	12,53					
	3) Peso Bruto Úmido - (g)	67,07	57,70	73,94	65,82	71,45	77,38	90,09	70,38	83,23	91,10					
	4) Peso Bruto Seco - (g)	60,43	52,34	67,12	59,85	65,62	70,85	83,39	65,15	77,99	85,02					
	5) Peso do Solo Úmido - (g)	52,79	43,15	59,54	51,92	56,26	63,51	72,65	56,75	68,17	78,57					
	6) Peso do Solo Seco - (g)	46,15	37,79	52,72	45,95	50,43	56,98	65,95	51,52	62,93	72,49					
	7) Peso da Água - (g)	6,64	5,36	6,82	5,97	5,83	6,53	6,70	5,23	5,24	6,08					
	8) Umidade - (%)	14,39	14,18	12,94	12,99	11,56	11,46	10,16	10,15	8,33	8,39					
	Umidade Média - (%)		14,29			12,96			11,51			10,16		8,36		
Número de Golpes - (n)	Cilindro:	I			II			III			IV			V		
	Diâmetro do Cilindro - (mm)	50,00			50,00			50,00			50,00			50,00		
	Área do Cilindro - (mm2)	1963,50			1963,50			1963,50			1963,50			1963,50		
	1) Peso do Solo Úmido a Compactar - (g)	200,00			200,00			200,00			200,00			200,00		
	2) Peso do Solo Seco Compactado - (g)	175,00			177,05			179,36			181,56			184,57		
	Altura Final de Compactação (An) - (mm)	47,75			46,17			46,00			46,00			44,00		
	Número de Golpes - (n)	An - (mm)	ΔAn - (mm)	M.E.A.S - (g/cm³)	An - (mm)	ΔAn - (mm)	M.E.A.S - (g/cm³)	An - (mm)	ΔAn - (mm)	M.E.A.S - (g/cm³)	An - (mm)	ΔAn - (mm)	M.E.A.S - (g/cm³)	An - (mm)	ΔAn - (mm)	M.E.A.S - (g/cm³)
	1	50,65	2,76	1,760	54,23	7,62	1,663	58,29	7,59	1,567	62,31	7,20	1,484	67,82	7,32	1,386
	2	48,76	0,97	1,828	51,52	5,20	1,750	54,59	7,31	1,673	59,07	7,88	1,565	64,62	8,66	1,455
	3	48,03	0,28	1,856	48,67	2,41	1,853	52,31	6,08	1,746	56,78	7,65	1,629	62,31	8,95	1,509
	4	47,89		1,861	46,61	0,38	1,935	50,70	4,53	1,802	55,11	7,28	1,678	60,50	8,89	1,554
	6	47,82		1,864	46,40	0,23	1,943	48,55	2,46	1,881	52,80	6,19	1,751	57,85	8,00	1,625
	8	47,79		1,865	46,32		1,947	47,28	1,24	1,932	51,19	4,62	1,806	55,96	8,12	1,680
	12	47,75		1,867	46,26		1,949	46,23	0,23	1,976	49,13	2,70	1,882	53,36	7,13	1,762
	16				46,23		1,950	46,17		1,978	47,83	1,57	1,933	51,61	6,20	1,821
	24				46,17		1,953	46,09		1,982	46,61	0,61	1,984	49,85	5,20	1,886
	32							46,04		1,984	46,57		1,986	47,84	3,34	1,965
	48							46,00		1,986	46,43		1,992	46,23	2,04	2,033
	64										46,26		1,999	45,41	1,41	2,070
	96										46,00		2,010	44,65		2,105
	128													44,50		2,112
	192													44,19		2,127
	256													44,00		2,136
Perda de Massa por Imersão	Comprimento Extrudado - (mm)	11,00			12,00			11,00			11,00			13,50		
	Massa Extrudada (Me) - (g)	40,31			46,02			42,89			43,42			56,63		
	Massa Desprendida - (g)	41,82			39,77			35,68			29,03			29,75		
	Fator de Correção (FC)	1			1			1			1			1		
	Perda - (%)	103,74			86,43			83,19			66,86			52,53		

Tabela 4.8 – Propriedades típicas de solos pertencentes ao grupo LA' da classificação MCT (Fonte: DNER: CLA-259/1996)

Grupo MCT				LA' - Arenoso	
Granulometria Típica				- Areias Argilosas - Argilas Arenosas	
Capacidade de Suporte	Mini-CBR sem Embebição - (%)	1) Muito Alto: > 30		Alta a Muito alta	
		2) Alto: 12 - 30			
		3) Médio: 4 - 42			
		4) Baixo: < 4			
	Perda de Suporte por Embebição - (%)	1) Alta: > 70		Baixa	
		2) Média: 40 - 70			
		3) Baixa: < 40			
Expansão - (%)		1) Alta: > 3		Baixa	
Contração - (%)		2) Média: 0,5 - 3			
		3) Baixa: < 0,5		Baixa a Média	
Permeabilidade - Logk (cm/s)		1) Alta: > 10 ⁻³		Baixa	
		2) Média: 10 ⁻³ a 10 ⁻⁶			
		3) Baixa: < 10 ⁻⁶			
Plasticidade			IP - (%)	LL - (%)	Baixa a Média
		1) Alta	> 30	> 70	
		2) Média	7 - 30	30 - 70	
		3) Baixa	< 7	< 30	

4.1.11 – Apresentação da Geologia do Solo

Segundo Lafayette (2006) a área do município do Cabo de Santo Agostinho apresenta duas unidades geotectônicas principais: o embasamento cristalino e a Bacia Pernambuco, cuja principal unidade é a Formação Cabo com fácies conglomerática. De acordo com a autora a área de estudo é constituída pelas rochas vulcânicas e pelo granito de Santo Agostinho, que representam 70 % da área. Os 30 % restantes apresentam a Formação Algodoads e a Formação Barreiras.

Dando ênfase à formação geológica do solo em estudo, a qual é definida Formação Barreiras, de acordo com Lima Filho (1998), é constituída por arenito conglomerático com seixos de quartzo, intercalações de blocos de argila e estratificação cruzada tabular. Em direção ao topo, tem-se uma sequencia arenítica média a grossa, creme, com estratificação plano-paralela e pequenas intercalações de argila e silte.

A impregnação por óxido de ferro é frequente, ocorrendo em alguns casos a formação de grãos secundários. A fácies de canal fluvial mostra-se mais feldspática com um colorido mais forte e diversificado. Os sedimentos são mal selecionados e com baixo grau de arredondamento. No que se refere a processos erosivos induzidos, estes sedimentos se mostram bastante friáveis e sujeitos a ravinamento acelerado, formando crateras de grande profundidade, sempre que submetidos a cortes e/ou desmatamentos, sem adequado tratamento dos taludes expostos (LAFAYETTE, 2006).

Por meio da Figura 4.8 ilustra-se o mapa geológico da área do PMAHC.

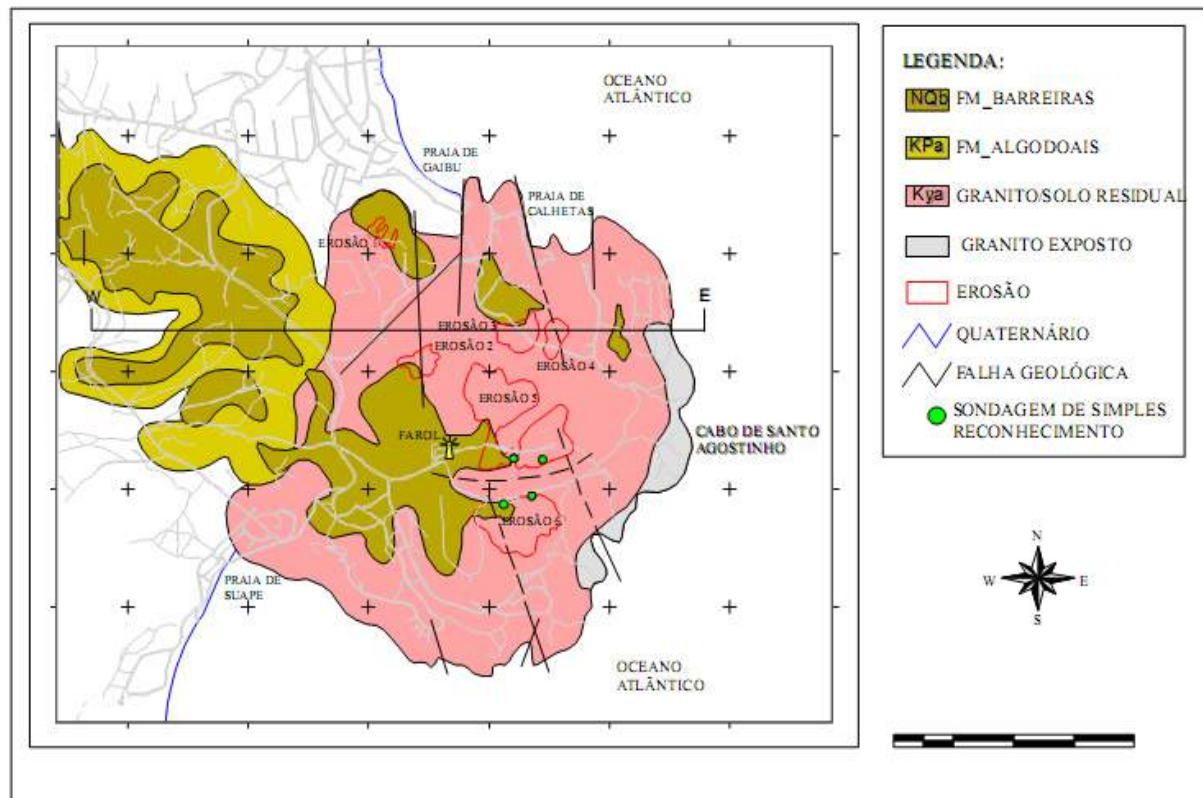


Figura 4.8 – Mapa geológico da área do PMAHC (Fonte: SILVA, 2004)

4.2 – Apresentação da Caracterização do Cimento

O cimento utilizado na presente pesquisa foi o mesmo utilizado por Severo (2011), sendo assim, evitou-se realizar ensaios de caracterização do mesmo, bastando apenas transcrever os pontos principais da análise realizada pelo autor citado.

O cimento utilizado durante toda a pesquisa foi o cimento de alta resistência inicial conhecido também como cimento de cura rápida. O cimento utilizado é da marca MIZU Cimentos Especiais, da Fábrica Pacatuba – SE.

O cimento utilizado consiste num tipo de aglomerante hidráulico que atende às exigências de alta resistência inicial, obtido pela moagem de clínquer Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulicos, ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais carbonáticos (COSTA, 2003).

Este cimento é designado pela sigla CPV-ARI, e sua composição deve atender aos teores dos componentes mostrados a seguir na Tabela 4.9. Na Tabela 4.10 encontram-se apresentadas algumas características do cimento CP V – ARI – RS do mesmo lote utilizado por Severo (2011).

Tabela 4.9 – Limites dos materiais de composição do cimento CP – V (Fonte: COSTA, 2003)

Sigla	Componentes (% em massa)	
	Clínquer + Sulfato de Cálcio	Material Carbonático
CPV-ARI	100 – 95	0 - 5

Tabela 4.10 – Ensaios químicos, físico e mecânicos do lote de cimento CP V – ARI – RS (Fonte: SEVERO, 2011)

Tipos de Ensaio							
Químicos				Físico	Mecânico - Resist. Comp. Simples		
Perda de Fogo	RS	SO ₃	CaO Livre	Massa Específica	1 Dia	3 Dias	7 Dias
4,50%	0,54%	3,50%	2,15%	3,12 g/cm ³	19,7 Mpa	20,7 Mpa	29,4 Mpa

Nesta pesquisa, optou-se pela utilização do cimento CP – V, devido à sua cura aos sete (07) dias resultar em uma resistência à compressão simples equivalente ao tempo de cura aos vinte e oito (28) dias dos demais tipos de cimentos, o que proporcionou menor tempo na execução dos ensaios realizados.

4.3 – Apresentação das Propriedades Físicas, Mecânicas e de Aplicação da Fibra Utilizada

As fibras utilizadas na presente pesquisa foram disponibilizadas pela empresa MACCAFERRI – America Latina, na pessoa do gerente da região centro-oeste e engenheiro civil Itamar de Souza Bezerra, na forma de filamentos contínuos. O polímero sintético utilizado na fabricação das fibras foi o polipropileno (PP), desenvolvido pela polimerização do propileno, um subproduto das indústrias do petróleo.

De maneira sucinta, pode-se dizer que o processo de fabricação deste tipo de fibra consiste basicamente em fundir o polipropileno granulado e forçar sua travessia em orifícios muito pequenos (por exemplo, tipo chuveiro) que moldam os filamentos contínuos, ou seja, submeter o

polipropileno granulado ao processo de extrusão. Posteriormente, estes filamentos são submetidos a vários processos de melhoramento das suas propriedades mecânicas e recortados em determinados comprimentos uniformes.

Na Tabela 4.11 detalham-se as propriedades físicas, mecânicas e de aplicação das fibras utilizadas na pesquisa.

Tabela 4.11 – Propriedades físicas, mecânicas e de aplicação das fibras (FONTE: MACCAFERRI)

Propriedades Físicas:	Modelo da Fibra	
	FibroMac-6	FibroMac-24
Diâmetro - (10 ⁻⁶ m)	18	
Seção	Circular	
Comprimento - (mm)	6	24
Alongamento - (%)	80	
Matéria-prima	Polipropileno	
Peso Específico - (g/cm ³)	0,91	
Propriedades Mecânicas:		
Temperatura de Fusão - (°C)	160	
Temperatura de Ignição - (°C)	365	
Resistência à Tração - (MPa) - (n/mm ²)	300	
Módulo de Young - (MPa)	3000	
Aplicação:		
Campo de Aplicação Indicados	Concreto Projetado, Pré-Fabricados, Pavimentos, Pisos e Revestimentos.	
Quantidades de Fibras por kilo	720.000.000	150.000.000
Área Superficial Específica - (m ² /kg)	244	225
Dosagem (Recomendação Mínima)	600 g/m ³	
Forma de Apresentação	As Fibras Sintéticas FibroMac são Acondicionadas em sacos Hidrossolúveis de 600 g	

Em se tratando das propriedades mecânicas, sabe-se que as mais importantes são a resistência, a deformação e a rigidez à tração, obtidas a partir dos resultados dos ensaios de tração das fibras.

O ensaio de tração consiste em prender o corpo de prova com garras adequadas, pelas suas duas extremidades, e sujeitá-lo a um esforço de tração até o mesmo romper aplicando uma determinada velocidade de deformação.

Durante o ensaio registram-se a força de tração e o alongamento correspondente. De posse do gráfico *Força versus Deformação Linear*, determinam-se parâmetros, sendo os mais usuais a

máxima resistência à tração conseguida, sua respectiva deformação de ruptura e o módulo de elasticidade tangente inicial que é obtido em função da relação força com a deformação.

4.4 – Síntese do Capítulo

Com base nos resultados da caracterização dos materiais, compreende-se que:

O solo da Formação Barreiras estudado é constituído por uma granulometria fina apresenta 60 % de sua composição granulométrica composta pela fração areia e o restante, 40 %, composta pela fração argila, sendo, portanto, classificado como um solo do tipo areia argilosa, cujo mineral predominante na estrutura dos seus grãos é o quartzo ($G_g = 2,65 \text{ g/cm}^3$). Na classificação MCT o mesmo é caracterizado como um solo de comportamento de uma areia argilosa do tipo laterítica (LA').

A fração argila presente em sua composição granulométrica não proporciona influência que prejudique o comportamento do solo, uma vez que é inorgânica, de baixa plasticidade, de consistência dura e não dispersiva. Ainda com base nas características da fração argila presente no solo, o mesmo não apresenta potencial de expansão, portanto, não possui minerais argílicos expansivos em sua composição química, tais como, ilitas e montmorilonitas.

Com base na condutividade hidráulica do solo no estado indeformado ($K = 6,45 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$), foi verificado que é típica de uma areia fina estando, de acordo com as características de sua composição granulométrica.

No campo, mais precisamente no local em que foi coletado, foi verificado que o solo encontra-se com um grau de compactação inferior a 100% quando comparado com o parâmetro da densidade seca máxima obtidas para as três energias do Proctor. Em comparação ao Proctor normal o solo no local coletado apresenta uma grau de compactação igual 95,2 %, em relação às energias do Proctor intermediário e modificado, o mesmo apresenta um grau de compactação, respectivamente, correspondente a 89,4 e 86,3 %.

No caso dos parâmetros de resistência obtidos no estado indeformado, ângulo de atrito ($\phi = 31^\circ$) e coesão ($c = 2,14 \text{ kPa}$), são característicos de um solo com granulometria semelhante ao deste estudo, ou seja, areia fina mal graduada medianamente compacta de grãos arredondados, estando dessa maneira em conformidade com as características do tipo de solo estudado.

O modelo da curva característica obtida, para o solo no estado indeformado, está em conformidade com sua distribuição granulométrica, ou seja, é do tipo bimodal típica de solos mal graduados, nos quais a distribuição dos poros é mal graduada ou de granulação aberta

Apesar de apresentar coeficiente de colapso estrutural de um solo colapsível, o solo não é, por não apresentar características de um solo colapsível clássicas. O coeficiente foi resultado do baixo teor de umidade ($w = 0,42\%$ a $0,48\%$) que é praticamente a umidade higroscópica do solo.

Em se tratando das unidades geotectônicas, segundo Lafayette (2006), a área do município do Cabo de Santo Agostinho apresenta duas unidades principais: o embasamento cristalino e a Bacia Pernambuco, cuja principal unidade é a Formação Cabo com fácies conglomerática. A área de estudo é constituída por rochas vulcânicas e pelo granito de Santo Agostinho, que representam 70 % da área. Os 30 % restantes apresentam a Formação Algodois e a Formação Barreiras.

De modo geral, pode-se verificar que os resultados da caracterização do solo estão em conformidade entre si, o que implica afirmar que os ensaios realizados foram bem executados e que tem-se uma base de informações sobre o solo bastante ampla.

Em relação ao tipo de cimento utilizado na pesquisa, cimento de alta resistência inicial (ARI – CP V) pode-se afirmar que a amostra utilizada tem constituintes químicos de composição em conformidade com as especificações contidas nas normas brasileiras, sendo de boa qualidade de fabricação.

Por último, as fibras poliméricas, cuja matéria-prima de fabricação é o polipropileno tem filamentos de característica de dimensões padronizada e também possui característica de comportamento mecânico e físico satisfatório para o uso a qual se pretende dar nesta pesquisa, e para o fim proposto.

CAPÍTULO V: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE CIMENTO E DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA DA MISTURA SOLO-CIMENTO

Neste capítulo são apresentados os resultados e as análises do comportamento mecânico obtido pelo solo-cimento, diante da variação do teor de cimento e das condições de moldagem (umidade ótima e densidade seca máxima) aplicadas com base nas três energias do Proctor.

Neste estudo, foram utilizados os teores de 3,0, 4,0, 5,0 e 6,0 % de cimento em relação à massa de solo total seca, que são considerados os teores mais utilizados no processo de melhoramento do solo para uso em pavimentação. Para cada teor de cimento incorporado ao solo, foram utilizados três condições de moldagem levando em consideração os dados obtidos da umidade ótima e respectiva densidade seca máxima, do ensaio de compactação para o solo puro nas energias do Proctor normal ($w_{ótima} = 12,5 \%$ e $\gamma_{Seco \text{ Máximo}} = 1,86 \text{ g/cm}^3$), Proctor intermediário ($w_{ótima} = 11,0 \%$ e $\gamma_{Seco \text{ Máximo}} = 1,98 \text{ g/cm}^3$) e Proctor modificado ($w_{ótima} = 10,2 \%$ e $\gamma_{Seco \text{ Máximo}} = 2,05 \text{ g/cm}^3$).

Durante este estudo analisou-se os seguintes itens: efeito da variação do teor de cimento na resistência do solo-cimento, efeito da variação da porosidade na resistência do solo-cimento e análise da relação vazios/cimento na resistência do solo-cimento.

Foi com base nesta parte do estudo que fixaram-se os parâmetros: teor de cimento, umidade ótima e densidade seca máxima de projeto, durante os ensaios subsequentes de variação do teor e comprimento das fibras.

5.1 – Apresentações dos Resultados da Moldagem & Rompimento dos Corpos de Prova

Nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 são apresentados os resultados obtidos dos conjuntos de corpo de prova referentes aos teores de 3,0, 4,0, 5,0 e 6,0 % de cimento para cada energia de compactação aplicada.

Todos os corpos de prova moldados apresentaram resultados de massa específica aparente secas menores do que as determinada apenas com o solo. Esse fator é justificado com base na exatidão atribuída as dimensões do cilindro de moldagem, altura = 10,0 cm e diâmetro = 5,0 cm, as quais fornecem um volume fixo de $V_{Cilindro} = 196,35 \text{ cm}^3$, não coincidindo, portanto, com os reais valores de diâmetro e altura, medidos com o paquímetro, de cada corpo de prova, ou seja, as

dimensões obtidas dos corpos de prova são geralmente um pouco superiores, porém, todas dentro do intervalo estabelecido de tolerância para realização do ensaio.

Para os teores de umidade de moldagem, observou-se que por mais rigorosos no critério de realização do ensaio, é difícil manter exatamente a umidade ótima de cada energia, sendo necessário adotar um intervalo de tolerância. Após analisar os resultados das umidades de moldagem, ficou comprovado que todas se encontram dentro do intervalo de tolerância estabelecido de $\pm 0,5$ pontos percentuais em relação à umidade ótima.

Com relação aos valores das massas dos corpos de prova obtidas nas seguintes condições: ao término do processo de moldagem, depois do tempo de cura e logo após o período de imersão (Tabelas 5.4, 5.5 e 5.6), observou-se para todos os corpos de prova que:

- os resultados das massas obtidas após o período estabelecido de seis dias de cura em câmara úmida foram inferiores quando comparadas com as massas obtidas logo após o processo de moldagem. Esta pequena redução de massa corresponde a uma diminuição do teor de umidade presente no corpo de prova: durante o processo de cura o cimento necessita de água para hidratar seus grãos e começar a reagir, portanto, retira a água existente na matriz para desenvolver sua reação.
- em se tratando dos valores das massas obtidas após o processo de imersão, observou-se um acréscimo em relação aos valores das massas obtidas logo após o período de cura e do processo de moldagem.

O aumento das massas dos corpos de prova após o período de imersão é função do acréscimo do teor de umidade que é provocada pelo aumento do grau de saturação desenvolvido pela penetração da água destilada para o interior do corpo de prova provocada pela ação das forças capilares. Aumentando o grau de saturação de um corpo de prova há diminuição no valor da tensão de sucção.

Tabela 5.1 – Resultados de RCS obtidos com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima referente à energia do Proctor normal

Energia aplicada: Proctor normal														
Amostras	w	γ_d	GC	e	S	V _V	V _{Ci}	V _V /V _{Ci}	V _{CP}	C _{iv}	n	n/(C _{iv}) ^{0,58}	RCS	RCS _{Média}
	(%)	(g/cm ³)	(%)		(%)	(%)	(cm ³)		(cm ³)	(%)	(%)		(kPa)	(kPa)
CP-1 / 3,0%	12,36	1,855	99,8	0,436	83,5	59,98	3,42	17,52	197,63	1,73	30,35	22,07	1275	1187
CP-2 / 3,0%	12,36	1,850	99,5	0,440	82,9	60,41	3,41	17,69	197,69	1,73	30,56	22,26	1116	
CP-3 / 3,0%	12,36	1,849	99,4	0,441	81,9	60,46	3,41	17,71	197,72	1,73	30,58	22,28	1169	
CP-1 / 4,0%	12,59	1,845	99,2	0,446	86,2	61,05	4,50	13,57	197,82	2,27	30,86	19,16	1594	1558
CP-2 / 4,0%	12,59	1,847	99,3	0,445	86,2	60,84	4,50	13,52	197,56	2,28	30,79	19,11	1487	
CP-3 / 4,0%	12,59	1,847	99,3	0,445	84,4	60,80	4,50	13,52	197,53	2,28	30,78	19,10	1594	
CP-1 / 5,0%	12,18	1,854	99,7	0,442	82,8	60,53	5,59	10,83	197,53	2,83	30,64	16,76	2125	2018
CP-2 / 5,0%	12,18	1,858	99,9	0,439	82,5	60,15	5,59	10,76	197,17	2,84	30,51	16,67	1965	
CP-3 / 5,0%	12,18	1,860	100,0	0,438	84,8	59,96	5,59	10,72	196,97	2,84	30,44	16,62	1965	
CP-1 / 6,0%	12,31	1,847	99,3	0,450	83,1	61,51	6,64	9,27	198,12	3,35	31,05	15,40	2603	2550
CP-2 / 6,0%	12,31	1,851	99,5	0,447	84,3	61,07	6,64	9,20	197,66	3,36	30,90	15,31	2497	
CP-3 / 6,0%	12,31	1,850	99,4	0,448	82,9	61,19	6,64	9,22	197,76	3,36	30,94	15,33	2550	

Onde:

- CP-1 / 3,0 % = identificação do corpo de prova e do teor de cimento utilizado;
- w = umidade;
- γ_d = massa específica aparente seca máxima (obtida após moldagem);
- GC = grau de compactação;
- e = índice de vazios;
- S – grau de saturação;
- V_V = volume de vazios;
- V_{Ci} = volume de cimento;
- V_{CP} = volume do corpo de prova;
- C_{iv} = teor volumétrico de cimento;
- n = porosidade;
- RCS = resistência à compressão simples.

Tabela 5.2 – Resultados de RCS obtidos com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima referente à energia do Proctor intermediário

Energia aplicada: Proctor intermediário														
Amostras	w	γ_d	GC	e	S	V _V	V _{Ci}	V _V /V _{Ci}	V _{CP}	C _{iv}	n	n/(C _{iv}) ^{0,77}	RCS	RCS _{Média}
	(%)	(g/cm ³)	(%)		(%)	(%)	(cm ³)		(cm ³)	(%)	(%)		(kPa)	(kPa)
CP-1 / 3,0%	10,89	1,957	98,8	0,361	82,6	52,84	3,64	14,53	199,08	1,83	26,54	16,69	1427	1387
CP-2 / 3,0%	10,89	1,960	99,0	0,359	83,8	52,54	3,64	14,44	198,81	1,83	26,43	16,60	1460	
CP-3 / 3,0%	10,89	1,955	98,8	0,362	85,5	53,01	3,64	14,58	199,24	1,83	26,60	16,74	1274	
CP-1 / 4,0%	10,79	1,962	99,1	0,358	82,9	52,36	4,81	10,89	198,75	2,42	26,34	13,34	1638	1636
CP-2 / 4,0%	Desprezado por não pertencer ao intervalo de aceitação de 10 % da média													
CP-3 / 4,0%	10,79	1,965	99,2	0,356	85,6	52,10	4,81	10,84	198,51	2,42	26,25	13,28	1633	
CP-1 / 5,0%	11,31	1,944	98,2	0,370	84,1	53,93	5,92	9,10	199,64	2,97	27,02	11,69	2473	2399
CP-2 / 5,0%	11,31	1,950	98,5	0,366	86,3	53,38	5,93	9,01	199,11	2,98	26,81	11,58	2325	
CP-3 / 5,0%	Desprezado por não pertencer ao intervalo de aceitação de 10 % da média													
CP-1 / 6,0%	10,99	1,955	98,8	0,362	82,9	52,91	7,06	7,50	198,91	3,55	26,60	10,03	2800	2710
CP-2 / 6,0%	10,99	1,965	99,3	0,356	85,7	51,99	7,07	7,36	198,19	3,57	26,23	9,86	2487	
CP-3 / 6,0%	10,99	1,950	98,5	0,366	83,2	53,53	7,06	7,58	199,64	3,54	26,82	10,14	2844	

Onde:

- CP-1 / 3,0 % = identificação do corpo de prova e do teor de cimento utilizado;
- w = umidade;
- γ_d = massa específica aparente seca máxima (obtida após moldagem);
- GC = grau de compactação;
- e = índice de vazios;
- S – grau de saturação;
- V_v = volume de vazios;
- V_{Ci} = volume de cimento;
- V_{CP} = volume do corpo de prova;
- C_{iv} = teor volumétrico de cimento;
- n = porosidade;
- RCS = resistência à compressão simples.

Tabela 5.3 – Resultados de RCS obtidos com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima referente à energia do Proctor modificado

Energia aplicada: Proctor modificado														
Amostras	w	γ_d	GC	e	S	V _V	V _{Ci}	V _V /V _{Ci}	V _{CP}	C _{iv}	n	n/(C _{iv}) ^{0,38}	RCS	RCS _{Média}
	(%)	(g/cm ³)	(%)		(%)	(%)	(cm ³)		(cm ³)	(%)	(%)		(kPa)	(kPa)
CP-1 / 3,0%	Desprezado por não pertencer ao intervalo de aceitação de 10 % da média													1770
CP-2 / 3,0%	9,81	2,019	98,5	0,320	85,3	48,45	3,77	12,85	200,06	1,88	24,22	19,03	1745	
CP-3 / 3,0%	9,81	2,007	97,9	0,327	83,5	49,64	3,77	13,17	201,25	1,87	24,67	19,43	1795	
CP-1 / 4,0%	9,97	2,014	98,2	0,325	85,2	49,15	4,97	9,89	200,26	2,48	24,55	17,37	2640	2451
CP-2 / 4,0%	9,97	2,016	98,3	0,324	85,8	48,92	4,97	9,84	200,03	2,49	24,45	17,30	2434	
CP-3 / 4,0%	9,97	2,014	98,3	0,325	85,3	49,11	4,97	9,88	200,22	2,48	24,53	17,36	2278	
CP-1 / 5,0%	9,84	2,025	98,8	0,320	85,2	48,34	6,16	7,85	199,37	3,09	24,25	15,79	3071	2923
CP-2 / 5,0%	9,84	2,017	98,4	0,325	84,2	49,14	6,16	7,98	200,13	3,08	24,55	16,02	2955	
CP-3 / 5,0%	9,84	2,015	98,3	0,327	83,7	49,35	6,16	8,01	200,33	3,08	24,64	16,08	2742	
CP-1 / 6,0%	10,09	2,019	98,5	0,327	86,5	49,13	7,31	6,72	199,54	3,66	24,62	15,04	3965	3864
CP-2 / 6,0%	10,09	2,020	98,5	0,326	86,8	49,01	7,31	6,71	199,44	3,66	24,57	15,00	3915	
CP-3 / 6,0%	10,09	2,016	98,3	0,329	86,5	49,46	7,31	6,77	199,92	3,66	24,74	15,12	3711	

Onde:

- CP-1 / 3,0 % = identificação do corpo de prova e do teor de cimento utilizado;
- w = umidade;
- γ_d = massa específica aparente seca máxima (obtida após moldagem);
- GC = grau de compactação;
- e = índice de vazios;
- S – grau de saturação;
- V_v = volume de vazios;
- V_{Ci} = volume de cimento;
- V_{CP} = volume do corpo de prova;
- C_{iv} = teor volumétrico de cimento;
- n = porosidade;
- RCS = resistência à compressão simples.

Tabela 5.4 – Resultados da variação das massas dos corpos de prova após os processos de moldagem, cura e imersão (energia do Proctor normal)

Corpos-de-Prova	Massas - (g)					
	Após Processo de Moldagem	Após Período de Cura	Após Período de Imersão	Moldagem menos Cura	Imersão menos Moldagem	Imersão menos Cura
CP-1 / 3,0 %	412,01	411,90	416,77	0,11	4,76	4,87
CP-2 / 3,0 %	410,93	410,79	415,80	0,14	4,87	5,01
CP-3 / 3,0 %	410,87	410,77	415,21	0,10	4,34	4,44
CP-1 / 4,0 %	410,97	410,87	417,61	0,10	6,64	6,74
CP-2 / 4,0 %	410,84	410,75	417,33	0,09	6,49	6,58
CP-3 / 4,0 %	410,84	410,73	416,21	0,11	5,37	5,48
CP-1 / 5,0 %	410,88	410,80	416,39	0,08	5,51	5,59
CP-2 / 5,0 %	410,94	410,85	415,95	0,09	5,01	5,10
CP-3 / 5,0 %	410,93	410,84	417,16	0,09	6,23	6,32
CP-1 / 6,0 %	410,90	410,81	417,00	0,09	6,10	6,19
CP-2 / 6,0 %	410,85	410,80	417,31	0,05	6,46	6,51
CP-3 / 6,0 %	410,80	410,73	416,49	0,07	5,69	5,76
Média =				0,09	5,62	5,72

Tabela 5.5 – Resultados da variação das massas dos corpos de prova após os processos de moldagem, cura e imersão (energia do Proctor intermediário)

Corpos-de-Prova	Massas - (g)					
	Após Processo de Moldagem	Após Período de Cura	Após Período de Imersão	Moldagem menos Cura	Imersão menos Moldagem	Imersão menos Cura
CP-1 / 3,0 %	432,00	431,77	433,23	0,23	1,23	1,46
CP-2 / 3,0 %	432,10	431,96	433,71	0,14	1,61	1,75
CP-3 / 3,0 %	432,00	431,92	434,89	0,08	2,89	2,97
CP-1 / 4,0 %	432,06	431,89	433,60	0,17	1,54	1,71
CP-2 / 4,0 %	432,15	432,03	435,12	0,12	2,97	3,09
CP-3 / 4,0 %	432,13	432,01	434,88	0,12	2,75	2,87
CP-1 / 5,0 %	432,08	431,92	433,98	0,16	1,90	2,06
CP-2 / 5,0 %	432,15	431,85	434,74	0,30	2,59	2,89
CP-3 / 5,0 %	432,23	432,05	434,48	0,18	2,25	2,43
CP-1 / 6,0 %	431,70	431,60	433,48	0,10	1,78	1,88
CP-2 / 6,0 %	432,28	432,15	434,70	0,13	2,42	2,55
CP-3 / 6,0 %	432,00	431,87	434,41	0,13	2,41	2,54
Média =				0,15	2,20	2,35

Tabela 5.6 – Resultados da variação das massas dos corpos de prova após os processos de moldagem, cura e imersão (energia do Proctor modificado)

Corpos-de-Prova	Massas - (g)					
	Após Processo de	Após Período de Cura	Após Período de Imersão	Moldagem menos Cura	Imersão menos Moldagem	Imersão menos Cura
CP-1 / 3,0 %	443,43	443,33	444,97	0,10	1,54	1,64
CP-2 / 3,0 %	443,53	443,42	445,23	0,11	1,70	1,81
CP-3 / 3,0 %	443,51	443,38	445,36	0,13	1,85	1,98
CP-1 / 4,0 %	443,50	443,39	445,18	0,11	1,68	1,79
CP-2 / 4,0 %	443,51	443,41	445,25	0,10	1,74	1,84
CP-3 / 4,0 %	443,52	443,42	445,17	0,10	1,65	1,75
CP-1 / 5,0 %	443,51	443,41	444,98	0,10	1,47	1,57
CP-2 / 5,0 %	443,42	443,34	445,08	0,08	1,66	1,74
CP-3 / 5,0 %	443,37	443,25	444,97	0,12	1,60	1,72
CP-1 / 6,0 %	443,46	443,33	445,30	0,13	1,84	1,97
CP-2 / 6,0 %	443,52	443,42	445,42	0,10	1,90	2,00
CP-3 / 6,0 %	443,62	443,52	445,72	0,10	2,10	2,20
Média =				0,11	1,73	1,83

Nas Figuras 5.1 apresentam-se os gráficos da variação de massa de cada corpo de prova em função da atividade realizada e do teor de cimento, quando moldados com a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do Proctor intermediário.

Era de se esperar para todas as amostras valores de graus de saturação superiores ao do solo puro, pois as mesmas permaneceram imersas em água destilada durante um período de 24 horas. Porém, pode-se justificar o ocorrido com base nos seguintes fatores:

- com o aumento do teor de cimento, aumenta a quantidade granular do solo modificado, o que implica em um menor poder de absorção de água por parte da mistura e maior estabilidade em termos de variações volumétricas e de capacidade de carga (GOMES CORREIA, 2004 citado por VITALI, 2008);
- período de imersão insuficiente para conseguir um grau de saturação maior, talvez aplicar o mesmo período de imersão do índice suporte Califórnia (CBR) de quatro dias.

Nos tópicos a seguir encontram-se descritas as análises realizadas entre a resistência a compressão simples (RCS) em função do teor de cimento (TC) e da energia de compactação aplicada.

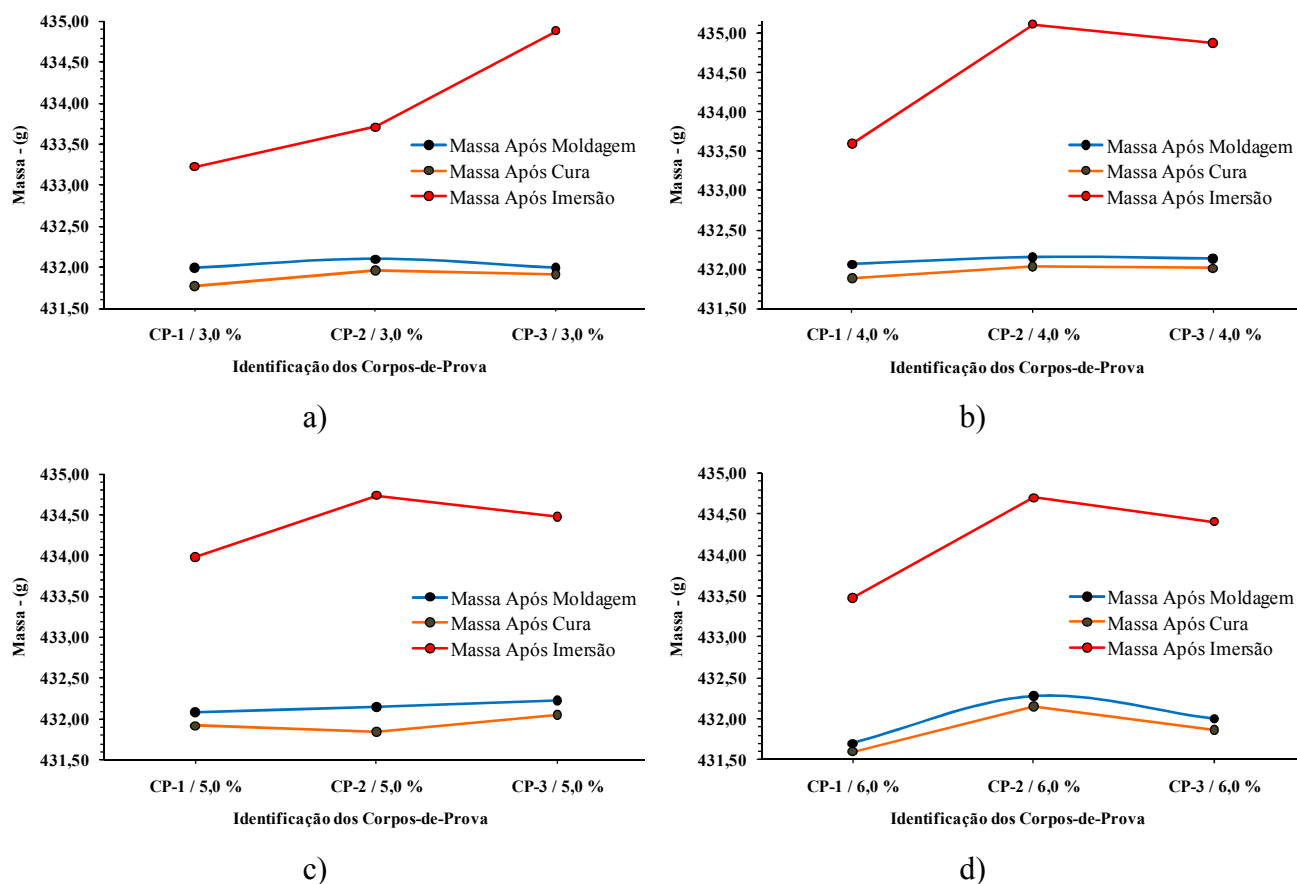


Figura 5.1 – Gráficos da variação de massa em função das atividades realizadas para corpos de prova moldados com teores de cimento iguais a: a) 3,0 %, b) 4,0 %, c) 5,0 % e d) 6,0 %

5.2 – Análise do Efeito da Variação do Teor de Cimento na Resistência do Solo-Cimento

Na Figura 5.2 apresenta-se o gráfico das retas de ajuste da relação: resistência à compressão simples média (RCS) em função do teor de cimento (TC) e da energia de compactação aplicada.

Analisando as retas de ajuste, de maneira individual, observa-se um crescimento linear da resistência com o aumento do teor de cimento. Em se tratando do conjunto de retas, percebe-se que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, é proporcional a energia de compactação aplicada (massa específica aparente seca e respectiva umidade ótima). Conclui-se, portanto, que a cimentação é mais efetiva quanto menor forem os vazios da mistura.

Este tipo de comportamento tem sido também observado por outros autores tais como: Ingles & Metcalf (1972), Núñez (1991), Schnaid *et al.* (2001), Foppa (2005), Cruz (2008), Consoli *et al.* (2006) e Vitali (2008), porém, os referidos autores fixaram o teor de umidade e variaram apenas a massa específica aparente seca.

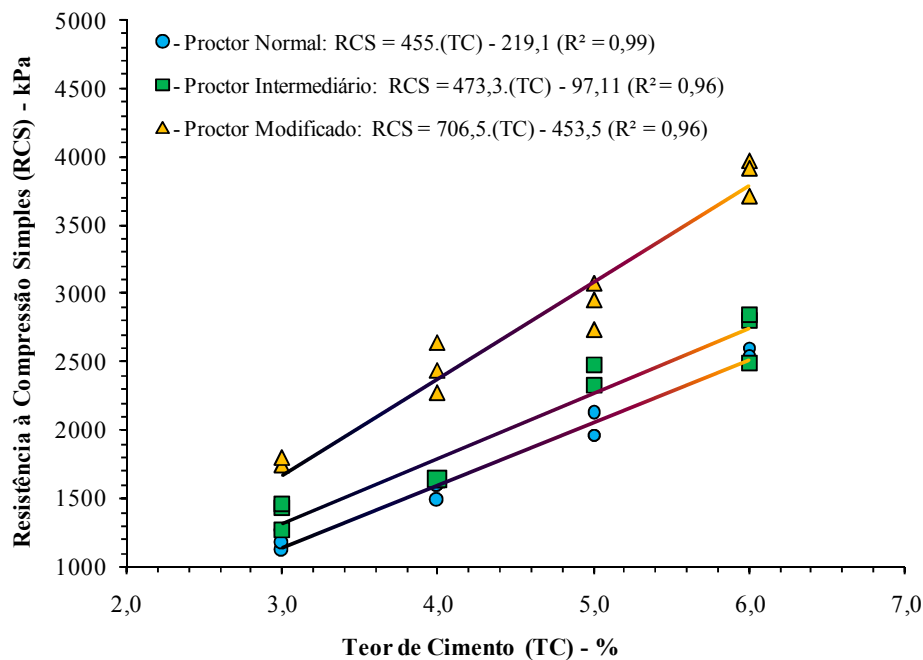


Figura 5.2 – Variação da resistência à compressão simples em função ao teor de cimento e da energia de compactação

Deve-se ressaltar que esta relação somente é válida para o intervalo de teores de cimento utilizados, acredita-se que esta relação possa apresentar comportamento diferente para elevadas porcentagens de cimento, tendendo para um valor limite.

5.3 – Análise do Efeito da Variação da Porosidade na Resistência do Solo-Cimento

Na Figura 5.3 apresenta-se o gráfico da curva de ajuste dos valores médios da resistência a compressão simples (RCS) em função da porosidade (n) e do teor de cimento utilizado.

Analisando as curvas de ajuste, individualmente, observa-se que a RCS aumenta de maneira exponencial com a diminuição da porosidade, que é resultado da massa específica aparente seca máxima, obtida em função da energia de compactação. Para os teores de 4,0 e 6,0 % de cimento, a relação não foi bastante satisfatória, mas, de maneira geral, fica evidenciada a influência que este parâmetro tem sobre a resistência.

De acordo com Foppa *et al.* (2007) o mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia o aumento na resistência do solo-cimento parece estar relacionado com a existência de um maior número de contatos e maior intertravamento entre as partículas do solo. De acordo com os autores, com a maior proximidade e a existência de maior número contatos entre as partículas do solo, os produtos da hidratação do cimento adquirem melhores condições para desenvolver ligações efetivas entre as mesmas. Ainda segundo os autores, um segundo aspecto, também resultado do

maior número de contatos entre as partículas, é o maior atrito que pode ser desenvolvido em reação às tensões aplicadas, bem como a existência de maior intertravamento ou imbricamento.

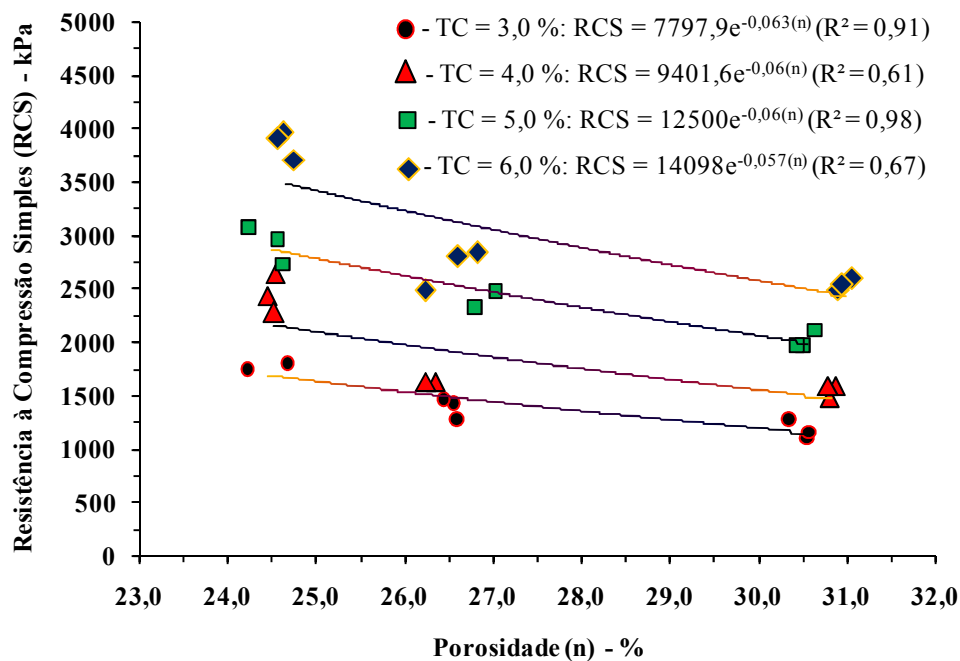


Figura 5.3 – Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor de cimento utilizado

5.4 – Análise da Relação Vazios/Cimento na Resistência do Solo-Cimento

Na Figura 5.4 ilustra-se o gráfico da relação RCS em função da razão entre o volume de vazios e o volume de cimento.

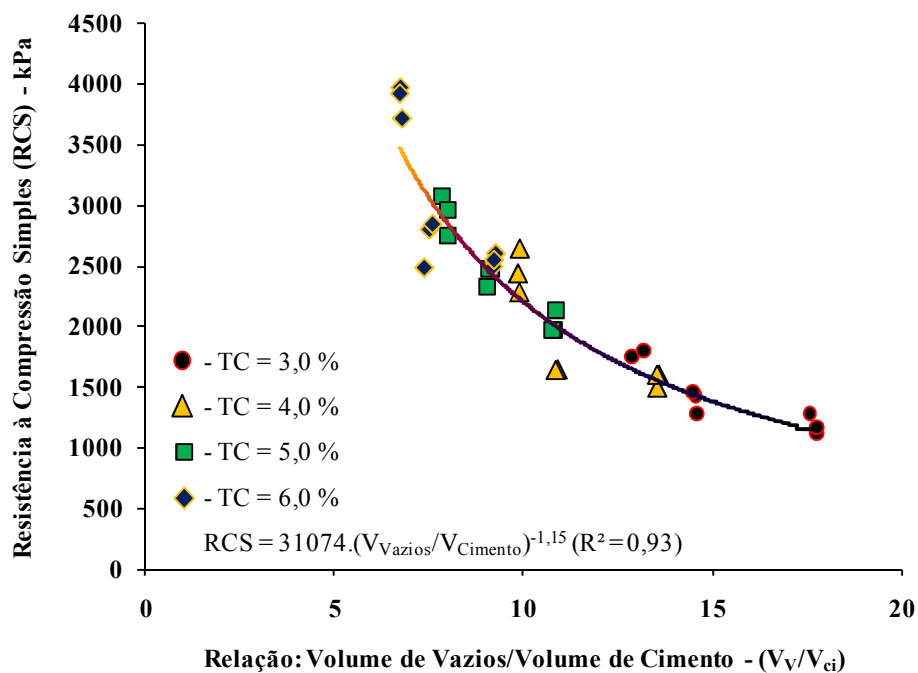


Figura 5.4 – Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento

A curva de ajuste foi obtida com base na média, da RCS e da relação $V_{\text{Vazios}}/V_{\text{Cimento}}$, do conjunto dos três corpos de prova correspondente a cada teor de cimento em função da energia de compactação.

Analisando o gráfico observa-se que, o aumento da RCS é proporcional ao acréscimo do volume de cimento e inversamente proporcional ao aumento do volume de vazios. Portanto, pode-se observar uma razoável correlação entre o fator $V_{\text{Vazios}}/V_{\text{Cimento}}$ e a RCS do solo-cimento compactado. Para as condições estabelecidas de ensaio, a curva de ajuste que resultou no melhor coeficiente de correlação foi a do tipo potência.

Larnach (1960) citado por Foppa (2005), Foppa (2005), Cruz (2008) e Vitali (2008) ao realizarem estudos analisando fatores de influência na resistência de misturas do tipo solo-cimento, também observaram que um aumento da razão $V_{\text{Vazios}}/V_{\text{Cimento}}$ reflete em uma diminuição da resistência do solo-cimento.

5.5 – Análise da Relação Entre a RCS e a Razão - Porosidade/Volume de Cimento:

Outra maneira de melhor expressar a relação vazios/cimento pode ser feita utilizando, ao invés do volume de vazios, a porosidade do material, expressa em percentagem do volume total e, em vez do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento, também expresso em porcentagem do volume total (C_{iv}).

Na Figura 5.5 ilustra-se o gráfico da relação porosidade/cimento expresso em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento, para cada energia de compactação aplicada.

Verifica-se por meio do gráfico acima que, para cada energia de compactação aplicada obtém-se um valor diferente para o expoente da razão (n/C_{iv}). Este respectivo expoente foi calculado ajustando o mesmo em função da obtenção do melhor coeficiente de correlação encontrado (R^2).

Convergingindo os expoentes do parâmetro C_{iv} de cada curva obtida, para um único expoente, sempre mantendo o critério da melhor correlação estabelecida, pode-se construir um gráfico geral que relacione à resistência a compressão não confinada em função da razão, porosidade sobre teor volumétrico de cimento para um expoente fixo.

O expoente da variável C_{iv} foi obtido após várias tentativas, resultando, num melhor ajuste entre a RCS e a relação $n/(C_{iv})$ para as três energias de compactação. O melhor valor encontrado para o expoente do parâmetro C_{iv} foi 0,77. Na Tabela 5.7 contém alguns valores do expoente de C_{iv} encontrados na literatura técnica.

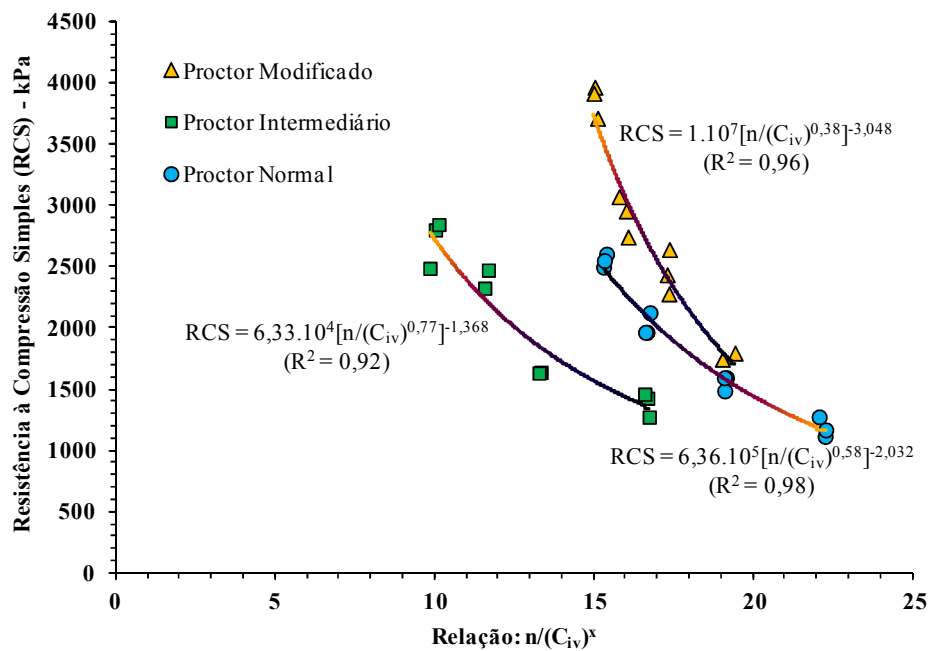


Figura 5.5 – Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento

De acordo com Vitali (2008) o expoente é uma função do tipo de solo e do tipo de cimento utilizado. Na Figura 5.6 ilustra-se o gráfico geral da relação resistência à compressão simples em função da razão, porosidade sobre teor volumétrico de cimento elevado ao expoente 0,77

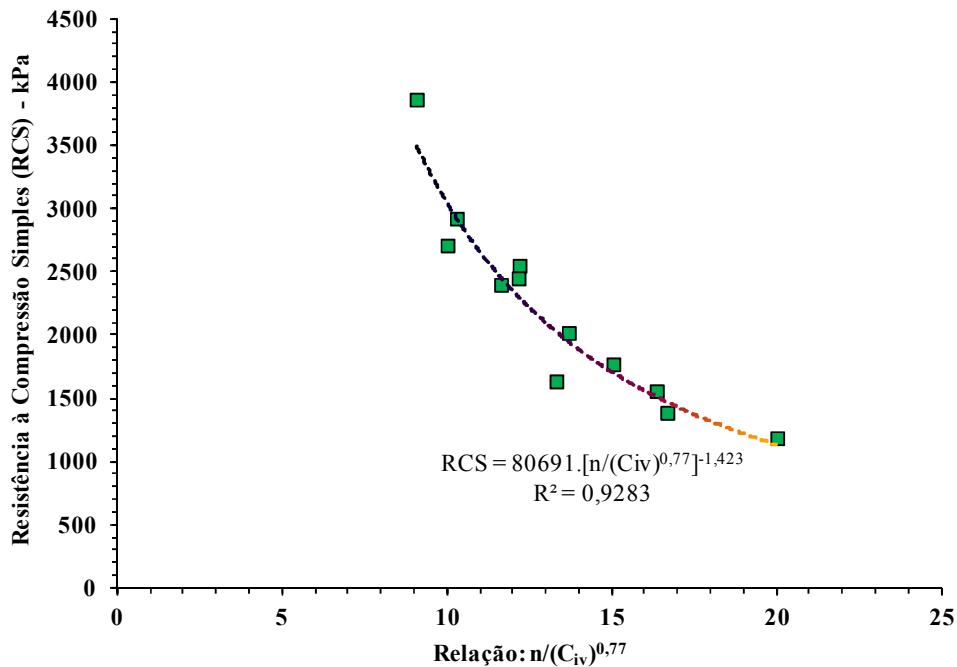


Figura 5.6 – Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade e do teor volumétrico de cimento elevado ao expoente 0,77

Tabela 5.7 – Resultados do parâmetro C_{iv}

Autor/ano	Descrição do Solo	Valor do Expoente	Ajuste
Severo <i>et al.</i> (2010)	Areia Argilosa da Formação Barreiras	0,66	($R^2 = 0,95$)
Vitali (2008)	Areia Siltosa Residual de Granito do Porto	0,21	($R^2 = 0,98$)
Cruz (2008)	Areia Fina do Município de Osório/RS	1,0	($R^2 = 0,98$)
Foppa (2005)	Areia Fina Siltosa Residual de Arenito Botucatu	0,28	($R^2 = 0,97$)

Consoli *et al.* (2007) e Cruz (2008) ao estudar em as variáveis no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento, observaram que, quanto maior for a granulometria do solo, maior será o expoente de ajuste no denominador do parâmetro *porosidade/teor volumétrico de cimento* nas curvas de ajuste da relação RCS versus $n/(C_{iv})^x$. Com base no exposto, conclui-se, portanto, que o expoente obtido no presente trabalho (0,77) está no padrão.

Uma vez que os parâmetros de moldagem escolhidos de projeto foram: densidade máxima seca = 1,980 g/cm³ e umidade ótima = 11,0 % (referente à aplicação da energia do Proctor intermediário para o solo puro), o teor de cimento que mais se aproximava do valor de 2100 kPa foi de 5,0 %, o qual foi definido no trabalho como o teor econômico ou ótimo de cimento.

5.6 – Síntese do Capítulo

Com base nos resultados do estudo da influência do teor de cimento e da energia de compactação na resistência da mistura solo-cimento, compreende-se que:

Existe uma relação muito satisfatória entre o incremento do teor de cimento incorporado ao solo e o aumento na sua resistência à compressão simples, porém, verificou-se que este aumento foi mais pronunciado quando utilizou-se a densidade seca máxima e a umidade ótima, ambas obtidas na energia do Proctor modificado. Pode-se inferir que, o efeito do agente cimentante é mais efetivo quanto menor forem os vazios da mistura, concordando dessa maneira com os resultados obtidos por outros autores.

Ficou compreendido que o mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia o aumento na resistência do solo-cimento esta relacionado com a existência de maior número de contatos e maior intertravamento entre as partículas do solo, e que o aumento da resistência à compressão simples foi proporcional ao acréscimo do volume de cimento e inversamente proporcional ao aumento do volume de vazios. Quanto à resistência à compressão simples os resultados indicam que mesma aumenta de forma linear com o aumento do teor de cimento e reduz exponencialmente com o aumento da porosidade;

Em se tratando do parâmetro vazios/cimento ($n/C_{iv}^{0,77}$) obtidos durante o presente estudo, o valor de expoente (0,77) foi menor, quando comparado aos obtidos pelos solos com composição granulométrica mais graúda do que ao do presente solo estudado. Mas este valor, concorda com os resultados dos ensaios realizados por Severo *et al.* (2010), Vitali (2008), Cruz (2008) e Foppa (2005). Estes pesquisadores verificaram que quanto mais graúda for a composição granulométrica do solo, maior é o expoente de ajuste no denominador do parâmetro vazios/cimento [$n/(C_{iv})^{\text{Expoente}}$] nas curvas da relação $RCS \times n/(C_{iv})^{\text{Expoente}}$.

Com base no estudo desenvolvido para o respectivo tipo de solo da formação geológica Barreiras, pode-se obter facilmente por meio do gráfico da Figura 5.6, o valor da resistência à compressão não confinada em função da porosidade a ser adotada e do teor volumétrico de cimento a ser incorporado elevado ao expoente 0,77.

Por fim, o teor de cimento fixado neste estudo foi de 5,0 %. Pois ao aplicar a energia do Proctor intermediário, que foi a energia escolhida com base em justificativas citadas anteriormente, foi obtida a resistência a compressão simples mínima de 2,10 MPa que é a resistência mínima estabelecida pela NBR-12253 (ABNT 1992).

CAPÍTULO VI: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA, DURABILIDADE, COMPRESSÃO SIMPLES APÓS A REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE DURABILIDADE & TRAÇÃO DIAMETRAL

No presente capítulo apresentam-se os resultados do comportamento mecânico de cada tipo de ensaio enunciado no título do capítulo, assim como suas respectivas análises diante da variação de três teores (0,25, 0,50 e 0,75 %) e dois comprimentos (6 e 24 mm) de fibras incorporados à matriz de solo-cimento compactada de modo a obter a densidade máxima seca de 1,980 g/cm³ e umidade ótima igual a 11,0 %.

6.1 – Apresentações & Análises dos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada ou Compressão simples

Neste tópico encontram-se as análises dos resultados obtidos após a realização dos ensaios de compressão simples, sem serem submetidos aos ciclos de molhagem e secagem, para as misturas de solo-cimento e solo-cimento-fibra.

6.1.1 – Análise da Relação: Resistência à Compressão Simples Versus Teor e Comprimento das Fibras

Os valores da resistência à compressão simples foram determinados dividindo o valor máximo da carga obtida (N) pela área do topo ou da base do corpo de prova (cm²), sem realizar a correção da área do CP durante o carregamento vertical. Por exemplo, para a segunda réplica do corpo de prova moldado com a mistura de solo + 5 % de cimento + 0,25 % de FibroMac-6 mm, têm-se:

$$RCS = \frac{F_{\text{Força Máxima Registrada pela Célula de Carga}} \text{ (N)}}{A_{\text{Área do Topo ou da Base do CP}} \text{ (cm}^2\text{)}} = \frac{14742,22 \text{ N}}{39,69 \text{ cm}^2} = 3714 \text{ kPa} = 3,714 \text{ MPa}$$

Com base nos cálculos realizados no Excel, seguindo a metodologia descrita, ilustra-se por meio da Figura 6.1 o gráfico da resistência a compressão simples em função do teor e do comprimento das fibras (6 e 24 mm). Inicialmente, observa-se para determinados tipos de mistura uma variação significativa nos resultados do ensaio, embora estejam contidos no intervalo de aceitação de 10 % da resistência média.

De maneira geral, observou-se que a inclusão das fibras na matriz de solo-cimento contribui para o aumento da resistência a compressão simples. Observou-se que o aumento da resistência foi mais pronunciado quando se utilizou a fibras de comprimento maior (24 mm).

Para visualizar de maneira mais simplificada os resultados obtidos, ilustra-se por meio da Figura 6.2, o gráfico da média da RCS em função do teor e do comprimento das fibras.

Os resultados apresentados em ambos os gráficos são referentes apenas à resistência desenvolvida pela coesão de ligação do cimento (resistência química), grau de compactação aplicado (resistência física) e influência da presença das fibras (resistência física) na matriz, ou seja, o valor da tensão última de ruptura encontra-se subtraída do valor da tensão de sucção que estava presente.

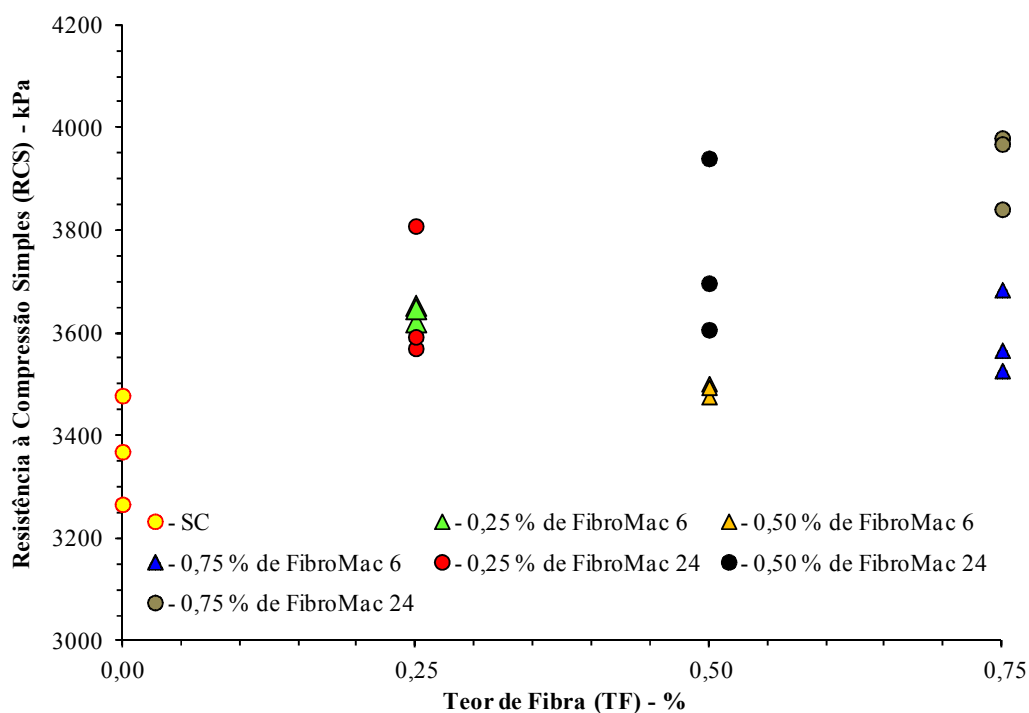


Figura 6.1 – Resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras

Para o ensaio o valor da influência da sucção foi considerado mínimo, uma vez que em média, seu valor correspondeu a 3,22 % do valor da resistência proporcionada pelos fatores descritos no parágrafo anterior.

Em apenas um único corpo de prova de solo-cimento, a sucção foi o valor de 297 kPa, que correspondeu a 9,08 % do valor da resistência a compressão não confinada pura de 3272 kPa fornecido pelo respectivo CP. Porém, esse elevado valor da sucção foi causado pela dificuldade de um total contato do papel-filtro com a superfície irregular desenvolvida na zona da cunha de

ruptura, não desenvolvendo, portanto, um total equilíbrio do potencial de absorção da água entre a matriz do solo-cimento e o material poroso do papel-filtro.

Para solucionar este problema, nos ensaios posteriores utilizou-se um papel-filtro de tamanho menor para facilitar o contato total do mesmo com o maciço da zona de ruptura.

Antes de começar analisar de maneira detalhada os resultados dos ensaios de compressão não confinada dos materiais compósitos desenvolvidos, é importante salientar que muitos pesquisadores que utilizaram fibras em seus estudos alegaram que, os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra, ou mais ainda, solo-cimento-fibra, são considerados fatores muito complexos. São inúmeras as combinações das variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação.

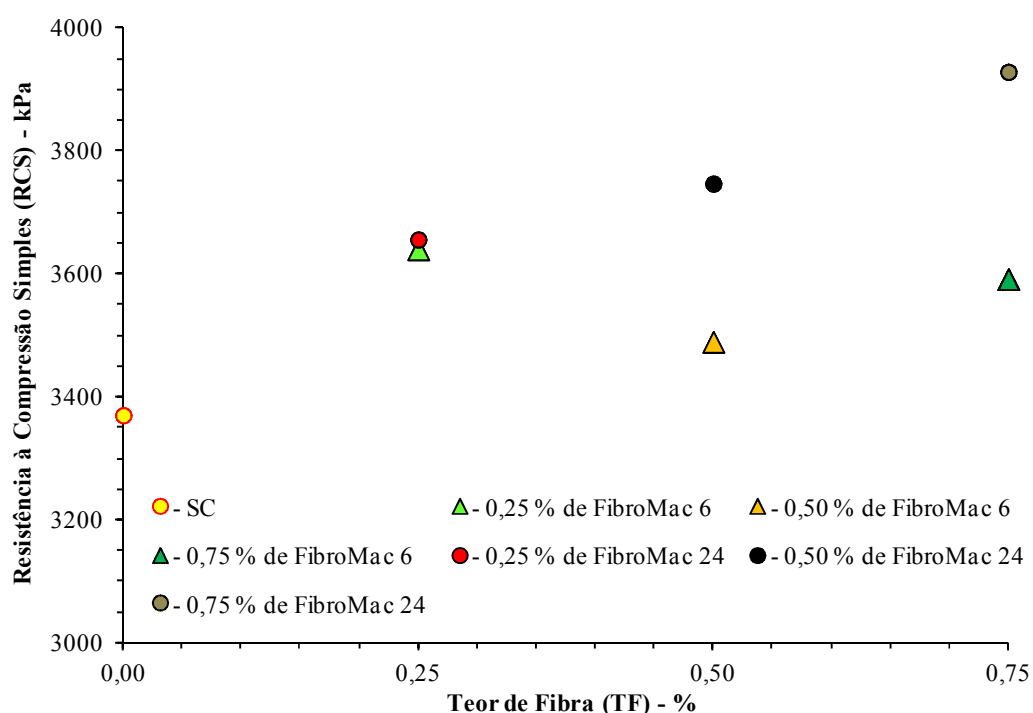


Figura 6.2 – Média da resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras

Por exemplo, para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra. Por isso, é importante adquirir primeiramente o conhecimento estrutural de um material com suas respectivas características de comportamento mecânico, para em seguida poder comparar o material acrescido das fibras, para então explicar o comportamento mecânico do compósito formado.

Ao observar o gráfico da Figura 6.2 percebe-se que, mesmo para o menor teor de fibra (0,25 %) acrescida a matriz de solo-cimento, ainda observa-se uma contribuição significativa para o aumento da resistência à compressão não confinada.

Percebe-se primeiramente que o teor de cimento inserido ao solo não é considerado o máximo teor de cimento que fornece a máxima resistência a mistura solo-cimento, pois se assim fosse, ao se inserir uma pequena quantidade de fibra na matriz de solo-cimento haveria possivelmente uma diminuição na resistência a compressão simples do compósito devido à quebra de ligações cimentícia entre os grãos de solo desenvolvidos pelo cimento. Portanto, era de se esperar uma inversão proporcional na resistência, ou seja, quanto maior o teor de fibra incorporado ao solo-cimento menor seria a resistência à compressão simples devido à quebra das ligações cimentícias entre os grãos do solo provocados pela presença das fibras entre os mesmos e também por uma possível diminuição do atrito entre os grãos devido à presença das mesmas.

Vale salientar que a justificativa descrita só é válida, se e somente se, aplicar a mesma energia de compactação utilizada para compactar a mistura de solo-cimento sem se preocupar em fixar o índice de vazios pela densidade de projeto.

Também observou-se que para o menor teor de fibra incorporado à matriz de solo-cimento, as resistências obtidas pelo material foram praticamente iguais, independentemente do tamanho das fibras. Esse fato pode ser justificado da seguinte maneira; Como as fibras utilizadas são idênticas em termos de propriedades mecânicas e físicas, é obvio com exceção do tamanho, o peso de um filamento de 24 mm corresponde ao peso de quatro Filamentos de 6 mm. Como ambas as fibras foram inseridas na matriz com o mesmo teor (0,25 % de peso em relação à massa de solo + cimento), para o mesmo peso, a fibra de menor tamanho tem maior quantidade de filamentos ficou possivelmente mais bem distribuída em toda a matriz da estrutura do corpo de prova comparada com a de comprimento maior. A fibra de maior comprimento compensa a sua distribuição na estrutura de todo o corpo de prova com base no maior número de contato desta e os grãos do solo e cimento.

É fundamental obter uma boa homogeneização das fibras na matriz, pois só assim, se consegue aumentar a probabilidade de maior quantidade de fibras que se cruzam no plano de ruptura.

Para o teor de 0,50 % de fibras, incorporadas à matriz de solo-cimento, já se observa um aumento da resistência para a fibra de maior comprimento, e uma redução na resistência à compressão simples quando do uso da fibra menor. Embora com fibra de menor tamanho ainda se obtém superior resistência ao solo-cimento. Justifica-se esse resultado com base na problemática, para maiores teores, de uma perfeita separação e homogeneização da fibra de 6 mm quando comparada com a fibra de 24 mm de comprimento.

Durante o processo de moldagem notou-se que, por mais que o processo de separação das fibras por sopragem através de jatos de ar fosse eficiente, as fibras de menor tamanho sempre apresentavam maior resistência para se separarem, principalmente no momento de misturar com o solo-cimento úmido e, no momento da compactação formavam um emaranhado.

Dessa maneira, sempre que se utilizava maior teor das fibras de menor tamanho mais a mistura apresentava emaranhados das mesmas, dificultavam a melhor distribuição das fibras ao longo da estrutura do maciço do CP.

Assim, muitos filamentos de fibras ficavam concentrados em uma única parte da estrutura da matriz, ou até mesmo aderidos entre si funcionando como um único filamento de diâmetro duplicado ou superior, dependendo da quantidade de filamentos unidos.

As fibras de 24 mm, também apresentaram um pouco de dificuldade tanto no processo de separação quanto no processo de homogeneização com o solo-cimento úmido, porém em proporção inferior quando comparado com as fibras de 6 mm.

Por apresentarem maior distribuição na matriz do solo-cimento, assim como um maior número de contatos entre os grãos do solo juntamente com os grãos do cimento, as fibras maiores apresentam um resultado mais visivelmente linear da relação Teor de Fibra versus Resistência à Compressão Simples quando comparadas com as fibras de menor tamanho.

Os valores das resistências à compressão não confinada obtidas para o teor de 0,75 % são justificadas também com base nas alegações descritas no parágrafo anterior. Por isso, a resistência desenvolvida pelas fibras de 6 mm (devido ao aumento proporcionado pelo número de contatos entre os grãos da matriz do solo + cimento com as fibras) ainda continuou aumentando, porém, em proporção menor quando comparadas com as fibras de comprimento igual a 24 mm.

Com base nos resultados obtidos, em se tratando do aumento da resistência em função do teor de fibras, pode-se definir que o teor ótimo para as fibras de 6 mm de comprimento é de 0,25 % e para as fibras de 24 mm o teor ótimo é de 0,75 %. Para a fibra menor, parece que a matriz de solo-cimento reforçada com elevados teores contém uma quantidade muito grande de filamentos, de tal modo que, cada um deles provavelmente não fica suficientemente envolvido entre as partículas do solo-cimento para que o mecanismo de reforço (transferência de tensões entre os grãos do solo + cimento para a fibra) seja acionado linearmente.

Na Tabela 6.1 detalha-se o aumento em percentagem das resistências à compressão não confinada obtidas em função do comprimento e do acréscimo do teor de fibras em relação à matriz do solo-cimento sem reforço.

Tabela 6.1 – Acréscimo de resistência obtida em função das variáveis comprimento e teor da Fibra

Solo + 5 % de Cimento - (kPa)	Teor de Fibra - (%)	Resistência Média Obtida - (kPa)	Acréscimo de Resistência a Compressão Simples - (%)
3370	Solo + 5 % de Cimento + FibroMac de 6 mm		
	0,25	3640	8,0
	0,50	3489	3,5
	0,75	3591	6,6
	Solo + 5 % de Cimento + FibroMac de 24 mm		
	0,25	3656	8,5
	0,50	3747	11,2
	0,75	3929	16,6

Outro fator importante observado durante os ensaios de compressão simples foi o aumento da resistência do próprio solo-cimento.

Durante a terceira etapa da programação experimental decidiu-se romper os corpos de prova depois de seis dias armazenados em câmara-úmida e mais um dia em imersão, totalizando sete dias após a moldagem. Depois, decidiu-se romper os corpos de prova depois de dezenove dias em câmara-úmida e dois dias em imersão, portanto, vinte e um dias após sua moldagem.

Esse aumento do intervalo de tempo antes da ruptura foi definido depois que se decidiu realizar o ensaio de durabilidade após o corpo de prova adquirir uma resistência considerada satisfatória passados sete (07) dias de cura.

Uma vez que o ensaio de durabilidade possui seis ciclos de molhagem e secagem, com cada ciclo sendo realizando ao longo de quarenta e oito horas, portanto, doze dias dedicado para o ensaio, um corpo de prova para ser rompido após o ensaio de durabilidade ainda necessitava de ser imerso pelo menos um dia em água para minimizar o efeito da sucção, totalizando um número de vinte (7 dias de cura + 12 do ensaio de durabilidade + 1 de imersão) dias para ser rompido.

Sendo assim, decidiu-se aumentar o tempo de imersão em dois dias e realizar, portanto, todos os ensaios previstos após o período de vinte e um dias. Dessa maneira, é possível comparar os resultados de todos os ensaios desenvolvidos eliminando a influência de mais uma variável, neste caso, o tempo de cura do cimento.

Além do aumento do tempo de cura em mais quatorze dias, um segundo fator que pode justificar o aumento da resistência dos corpos de prova de solo-cimento foi, o fato de utilizar equipamentos diferentes. Utilizou-se um anel dinamométrico (capacidade de 50 kN = 5.000 kgf = 5,0 tf) nos ensaios realizados na terceira etapa do programa experimental, enquanto, nos ensaios

realizados na quarta etapa utilizou-se uma célula de carga (capacidade de 20 kN = 20.000 kgf = 20,0 tf), portanto, um equipamento eletrônico bem mais preciso.

Um terceiro fator que também pode causar influência no aumento da resistência a compressão simples foi o fato de que, na terceira etapa do programa experimental moldaram corpos de prova de diâmetro e altura correspondente, respectivamente a 5 x 10 cm, houve necessidade de se utilizar a fração do solo passante na peneira N^o 4 (4,8 mm) e trabalhou-se com uma fração um pouco mais fina do solo.

Na quarta etapa, trabalhou-se com corpos de prova de diâmetro e altura, respectivamente de, 7 x 14 cm, que com base na menor dimensão deste corpo de prova não houve a necessidade de peneirar o solo.

Sendo assim, com base na literatura técnica, sabe-se que solos mais finos necessitam de uma quantidade maior de cimento para adquirir uma resistência desejada quando comparado com um solo de granulometria superior.

A resistência à compressão simples do solo-cimento moldado na terceira etapa do programa experimental foi de $RCS_{\text{Solo-Cimento (7 Dias)}} = 2399 \text{ kPa}$, enquanto que a resistência obtida pelo mesmo na quarta etapa foi de $RCS_{\text{Solo-Cimento(21 Dias)}} = 3370 \text{ kPa}$, houve, portanto um acréscimo de resistência de 971 kPa que corresponde a um aumento em termos percentuais de 40,5 %.

6.1.2 – Análise da Relação: Índice de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras

Analisando a relação entre o índice de vazios contidos nas misturas em função do teor e do comprimento das fibras utilizadas, observa-se facilmente, por meio do gráfico da Figura 6.3, um aumento proporcional do índice de vazios em função do aumento da incorporação das fibras na matriz do solo-cimento, e este aumento é mais pronunciado nas misturas que utilizaram a fibra de 24 mm de comprimento.

O índice de vazios das misturas foi obtido utilizando-se a seguinte equação:

$$e_{\text{Mistura}} = \left[\frac{G_s \cdot \left(1 + \left(\frac{H}{100} \right) \right)}{\gamma_{\text{Mistura}}} \right] - 1 \quad (\text{Equação 6.1})$$

onde:

- e_{Mistura} = índice de vazios do compósito desenvolvido;

- G_s = densidade das partículas constituintes do compósito (g/cm^3);
- H = umidade presente no compósito (%);
- γ_{Mistura} = densidade natural do compósito (g/cm^3)

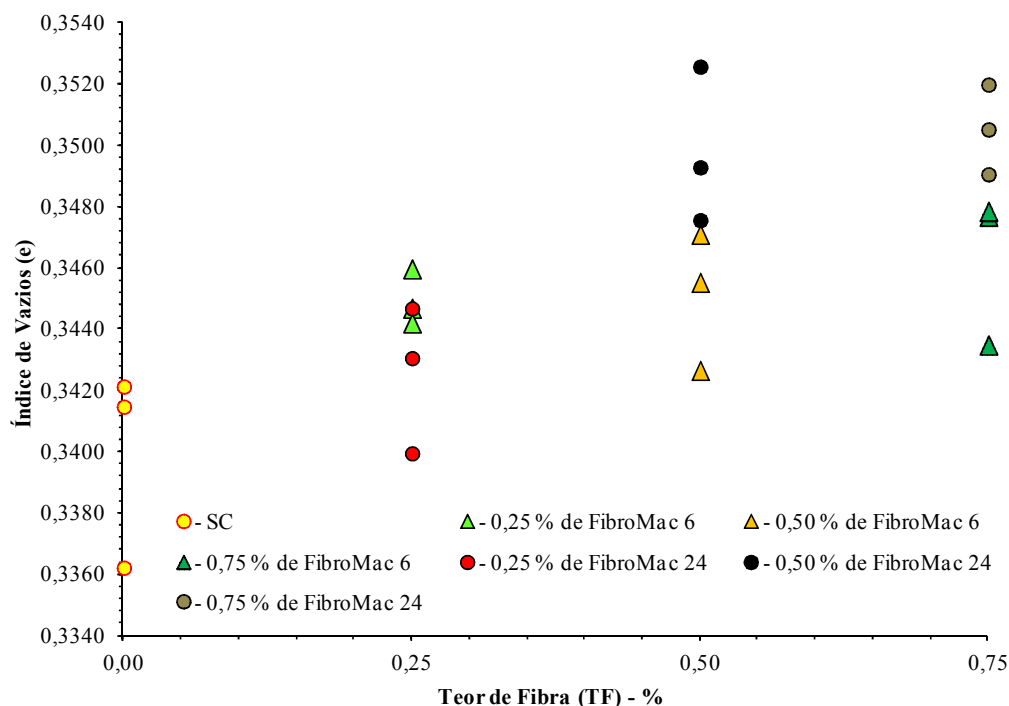


Figura 6.3 – Relação índice de vazios versus teor e comprimento das fibras

Por exemplo, calculando o índice de vazios do segundo corpo de prova de solo + 5 % de Cimento + 0,75 % de FibroMac-24, tem-se:

- H = umidade presente no corpo de prova após moldagem = 11,0 %;
- γ_{Mistura} = densidade natural do corpo de prova após desmoldagem = 2,184, obtida dividindo o peso natural do corpo de prova pelo volume calculado em função das médias das dimensões da altura e do diâmetro;
- G_s = densidade das partículas constituintes do compósito = 2,660, obtida pelo somatório do produto da densidade das partículas presente na matriz pela sua respectiva proporção no compósito ($\sum G_i \cdot \text{Mat}_{\%}$).

Portanto para G_s , tem-se: (Densidade dos grãos do solo x proporção na mistura) + (Densidade dos grãos cimento x proporção na mistura) + (Densidade da fibra x proporção na mistura) = $(2,65 \times 0,9425) + (3,12 \times 0,05) + (0,91 \times 0,0075) = 2,660$. Utilizando a fórmula com os dados obtidos, tem-se:

$$e_{\text{Mistura}} = \left[\frac{G_s \cdot \left(1 + \left(\frac{H}{100} \right) \right)}{\gamma_{\text{Mistura}}} \right] - 1 = \left[\frac{2,660 \cdot \left(1 + \left(\frac{11}{100} \right) \right)}{2,184} \right] - 1 = 0,352 \text{ (Equação 6.2)}$$

Com base no exemplo de cálculo, foram obtidos os índices de vazios de todos os corpos de prova para as diferentes misturas.

Muitos autores obtiveram um aumento na porosidade do solo quando incorporaram fibras ao mesmo, outros autores uma diminuição e outros mais alegam não ter encontrado alteração significativa com a inclusão. Cada um deles trabalhou com variáveis completamente diferentes, que influenciam significativamente na relação teor de fibra versus porosidade ou índice de vazios, são elas: granulometria do solo, forma das partículas, energia de compactação, densidade, tipo de fibra, comprimento e teor das fibras.

De maneira geral, se espera que a presença das fibras afete levemente a permeabilidade dos solos, causando uma redução no coeficiente de permeabilidade de solos mais permeáveis e provocando um efeito inverso nos menos permeáveis.

Por exemplo, em um solo muito impermeável é de se esperar que o acréscimo das fibras contribua para o aumento da permeabilidade devido ao fato das fibras aumentarem o volume da matriz por exercerem resistência à compactação aplicada, e por consequência afastar os grãos que se encontram bastantes entrosados. Nos solos de granulometria mais grossa as fibras tendem a preencher os vazios e dessa maneira reduzir a permeabilidade do mesmo.

O solo em estudo consiste numa areia argilosa cuja característica da distribuição granulométrica contribui para um bom entrosamento entre as partículas, de modo a reduzir a porosidade de sua matriz. Com o acréscimo das partículas finas do cimento, juntamente com o grau de compactação aplicado, a mistura tornou-se muito impermeável de tal maneira que durante a realização dos ensaios triaxiais estáticos e cíclicos não se conseguiu obter metade do volume percolado mínimo recomendado ($V_{\text{Percolado}} = 2 \cdot V_{\text{Vazios contidos no Material}}$). Com o acréscimo das fibras no solo-cimento imediatamente percebeu-se um acréscimo da resistência à compactação. Observou-se que quanto maior a percentagem de fibras incorporada à matriz de solo-cimento, maior a energia de compactação necessária para manter a densidade de projeto.

Por isso, observou-se que o aumento do teor das fibras desenvolvia um efeito desfavorável na densidade máxima seca devido ao fato da mistura passar a se comportar como um material “esponjoso”, recuperando o seu volume logo que retirado o esforço de compactação. Dessa

maneira, sempre após a compactação da última camada o corpo de prova continuava prensado durante uns cinco minutos.

Após o alívio da carga aplicada à última camada, sempre se observava uma expulsão da água de moldagem provocado pelas fibras, principalmente para o teor 0,75%. As fibras contribuíram para a expulsão da água por desenvolverem caminhos preferenciais provocado pelo aumento do índice de vazios.

Para as condições estabelecidas no presente trabalho, chega-se a conclusão de que, para manter constante a densidade de projeto aumentando o teor de fibras na matriz, há redução significativa do aumento do volume por meio da expulsão da água contida na mistura. Este fato foi mais observado nas fibras maiores, que se distribuem de maneira mais homogênea na matriz de solo-cimento contribuindo para o aumento mais isotrópico da permeabilidade.

Por isso, durante a realização dos ensaios fixou-se a densidade e não a energia de compactação a ser aplicada, como consequência, a densidade de cada corpo de prova permaneceu dentro do intervalo de aceitação estabelecido no programa experimental. Assim, o aumento do índice de vazios com a inclusão das fibras não foi considerado elevado. Para facilitar a visualização da média dos resultados dos índices de vazios em função do teor e do comprimento das fibras, ilustra-se o gráfico das respectivas variáveis na Figura 6.4.

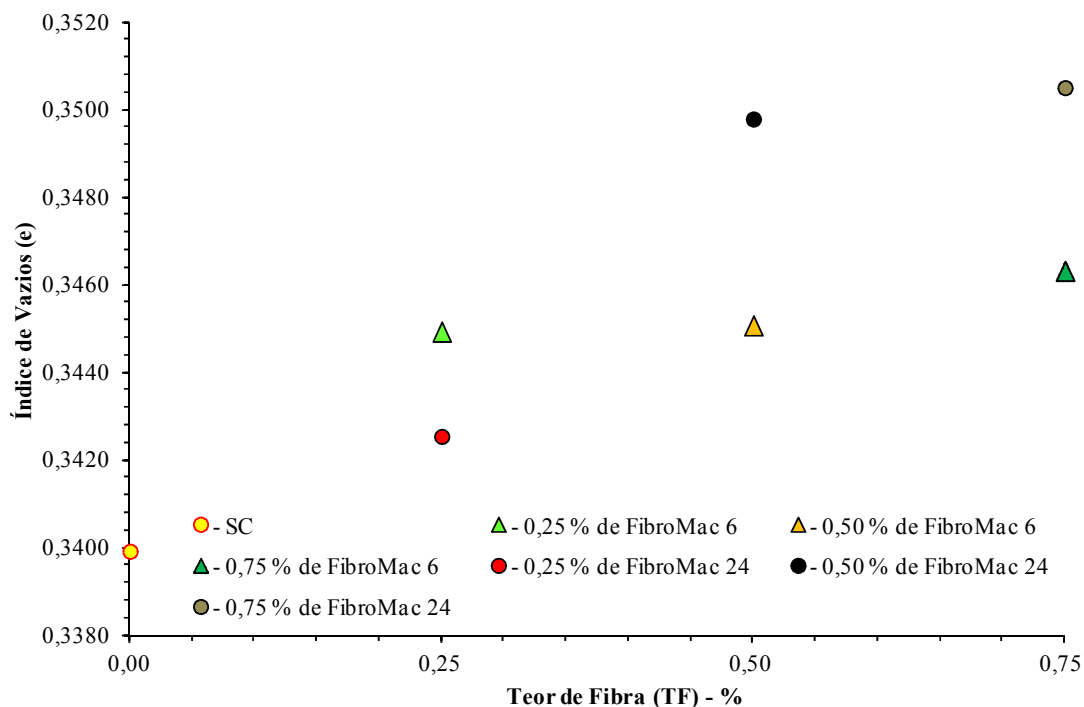


Figura 6.4 – Índice de vazios médios versus teor e comprimento das fibras

6.1.3 – Análise da Relação: Volume de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras

Analisando a relação entre o volume de vazios médios dos CPs em função do teor e do comprimento das fibras (Figura 6.5) observa-se, assim como nos gráficos das Figuras 6.3 e 6.4, um aumento inicial de volume mais significativo para corpos de prova contendo a fibra de 24 mm.

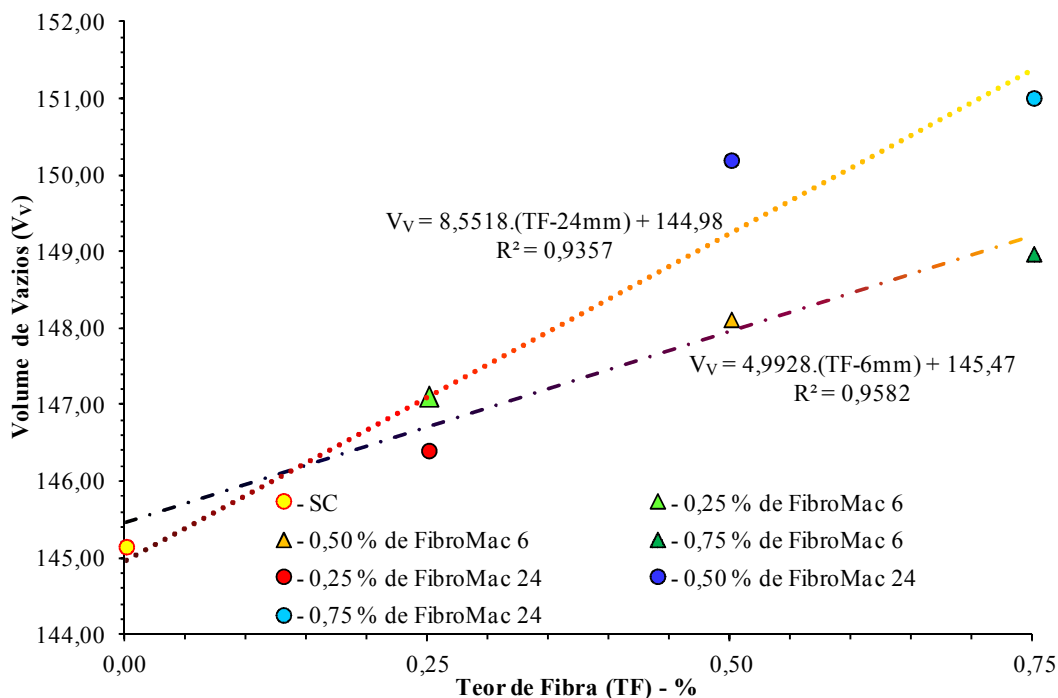


Figura 6.5 – Relação volume de vazios médio versus teor e comprimento das fibras

O aumento do volume de vazios nos corpos de prova moldados com a fibra menor tem um melhor ajuste ($R^2 = 0,9582$) quando comparados com os moldados com a fibra maior ($R^2 = 0,9357$). Compreende-se também que o compósito constituído pela fibra de maior comprimento oferece uma recuperação maior de volume do que os constituídos com a fibra menor, quando do acréscimo do teor da mesma na matriz de solo-cimento.

Com o acréscimo do teor de fibras na estrutura da matriz, parece que a fibra maior se distribui de maneira mais homogênea entre os contatos dos grãos do solo cimentado, passando a influenciar de maneira mais significativa na resistência a compactação. Por isso observa-se um aumento no volume de vazios quando comparadas com a inclusão da fibra menor.

Na Tabela 6.2 detalham-se a média dos valores do volume de vazios obtidos para cada mistura assim como a percentagem de acréscimo em relação à matriz de solo-cimento sem a inclusão das fibras. Os volumes de vazios não foram maiores por causa do aumento do esforço de compactação para manter a densidade de projeto, por isso sempre durante os ensaios se deu

preferência a fixar a densidade de projeto ($\gamma_{\text{Seca Máximo}} = 1,980 \text{ g/cm}^3$) ao invés da energia de compactação do Proctor intermediário ($E_{\text{Proctor Intermediário}} = 12,60 \text{ kg.cm/cm}^2$).

Tabela 6.2 – Variação do volume de vazios em função do teor e do comprimento das fibras nos cps de RCS

Tipo de Fibra	Teor de Fibras - (%)	Volume de Vazios - (cm ³)	Aumento de Volume - (%)
-	0,00	145,15	-
FibroMac-6	0,25	147,11	1,35
	0,50	148,12	2,04
	0,75	148,97	2,64
	0,75	146,40	0,87
FibroMac-24	0,50	150,20	3,48
	0,75	151,01	4,04

O volume de vazios de cada corpo de prova foi calculado multiplicando a porosidade pelo seu volume. Por exemplo, calculando o volume de vazios do segundo corpo de prova de solo + 5 % de Cimento + 0,75 % de FibroMac-24, tem-se:

$$V_{\text{vazios}} = n.V \text{ (Equação 6.3)}$$

onde:

- V_{vazios} = volume de vazios presente na estrutura do maciço do corpo de prova (cm³);
- $n = \frac{e}{1+e}$ = porosidade presente na estrutura do corpo de prova (adimensional);
- e = índice de vazios da estrutura do maciço do corpo de prova (adimensional);
- V = volume do corpo de prova obtido após o processo de desmoldagem (cm³).

O índice de vazios para o corpo de prova foi calculado no item anterior e o valor obtido foi de $e = 0,352$. Em função do valor do índice de vazios obtido calculou-se porosidade, dada por:

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,352}{0,352+1} = 0,2603 \text{ (Equação 6.4)}$$

De posse da porosidade obtida obteve-se o volume de vazios multiplicando a porosidade pelo volume do corpo de prova:

$$V_{\text{vazios}} = n.V = (0,2603).(581,01) = 151,24 \text{ cm}^3$$

Com base nos cálculos desenvolvidos obteve-se, o volume de vazios de cada corpo de prova que representava as misturas desenvolvidas.

6.1.4 – Análise da Relação: Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras

O módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) ou módulo de Young (E) ou ainda módulo de deformabilidade tangente (E), consiste num parâmetro mecânico que proporciona uma medida de rigidez de um material sólido. Este parâmetro é fundamental para a engenharia e aplicação dos materiais, pois está associado com as características de várias outras propriedades mecânicas, como por exemplo, a tensão última ou tensão de ruptura, tensão de escoamento, etc.

Este parâmetro fornece um comportamento mecânico que é de propriedade intrínseca de cada tipo de material. O parâmetro é obtido dividindo a tensão aplicada pela respectiva extensão sofrida, seja esta última, obtida por um esforço de compressão ou extensão.

$$E_i = E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \text{ (Equação 6.5)}$$

Existe uma grande diferença entre o módulo de elasticidade dos materiais metálicos, cerâmicos e os poliméricos, em consequência dos diferentes tipos de ligações atômicas existentes nestes tipos de materiais.

Quando um dos materiais citados tem valor do módulo de elasticidade muito inferior ou superior para uma determinada aplicação, pode-se fazer uso da união com materiais de propriedades diferentes de módulos, para desenvolver outro material de propriedade intermediária satisfazendo uma determinada aplicação. Foi o que se estudou nesta pesquisa.

Na Figura 6.6 ilustra-se o comportamento individual obtido do módulo de elasticidade tangente inicial de cada corpo de prova das misturas desenvolvidas. Observa-se claramente uma redução muito elevada do módulo em função do aumento da incorporação das fibras na matriz do solo-cimento. Observa-se também que, para um mesmo teor, a influência entre os comprimentos das fibras no módulo de Young é considerada significativa.

As misturas moldadas com a fibra de comprimento maior, apesar do aumento de resistência obtida com o aumento do teor de inclusões, apresentaram redução no módulo de elasticidade muito significativo quando comparado ao solo-cimento sem reforço.

Esse comportamento ocorreu devido ao fato do aumento da extensão ser muito superior quando comparado ao aumento da resistência à compressão não confinada obtida.

Justifica-se este comportamento, explicando que a tendência para o aumento da resistência com o aumento da deformação é causada pela mobilização progressiva da resistência à tração das fibras.

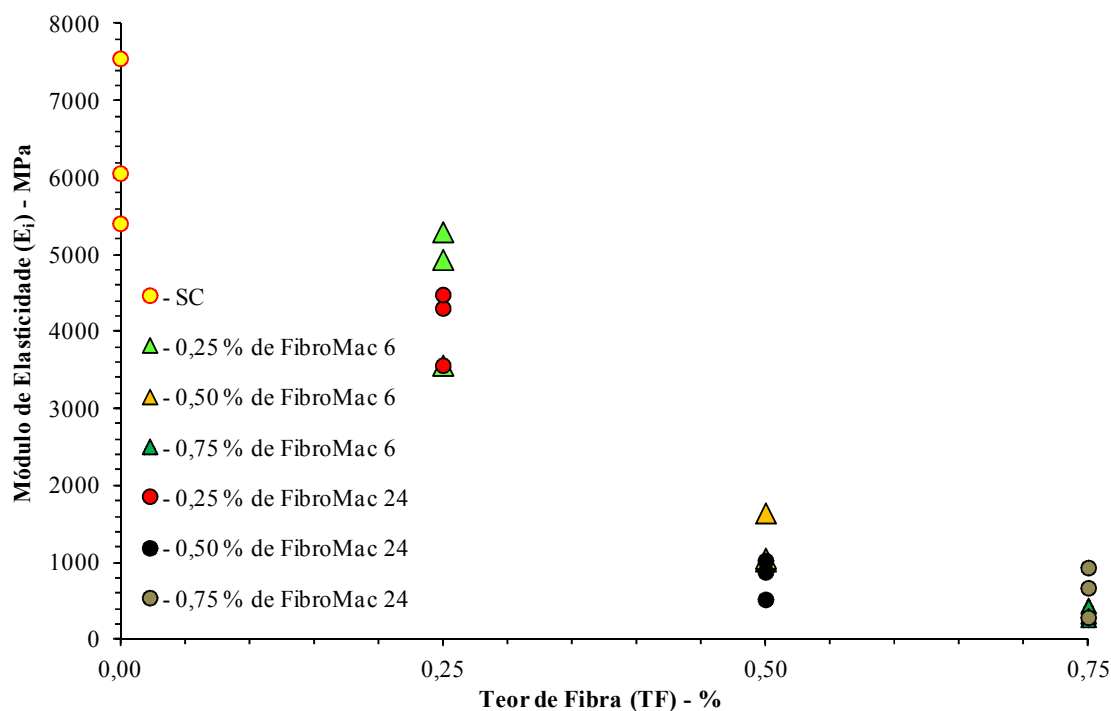


Figura 6.6 – Relação módulo de elasticidade tangente inicial versus teor e comprimento das fibras

Portanto, para deformações superiores à correspondente à resistência de ruptura do solo-cimento, embora a resistência do solo-cimento tenha se reduzido ligeiramente, o solo-cimento-fibra ganhou resistência à custa da mobilização da resistência das fibras.

Por isso, a resistência a compressão simples que o compósito solo-cimento-fibra obteve quando sujeita a pequenas deformações de cisalhamento é, de modo geral, inferior à desenvolvida pelo solo-cimento para o mesmo deslocamento.

Para ambos os comprimentos, de modo geral, compreende-se que, quanto maior o teor de fibras incluídas na matriz de solo-cimento, maior foi a energia de compactação necessária para manter a densidade de projeto. Porém, o aumento da energia de compactação resultou num maior imbricamento e distorção, que por sua vez também afetou a resposta do solo-cimento-fibra.

Observou-se que o maior teor de fibras (0,75 % em relação à massa de solo-cimento) utilizado desenvolveu um efeito do tipo “esponja” nos corpos de prova, os quais, conseqüentemente experimentaram deformações maiores para iniciarem o desenvolvimento da sua resistência às solicitações impostas.

Na Figura 6.7, ilustra-se a média dos módulos de elasticidade tangente inicial em função do teor e do comprimento das fibras. Observa-se que a redução do módulo em função do aumento do teor das fibras apresenta comportamento linear mais satisfatório para as fibras de 6 mm de comprimento ($R^2 = 0,9579$).

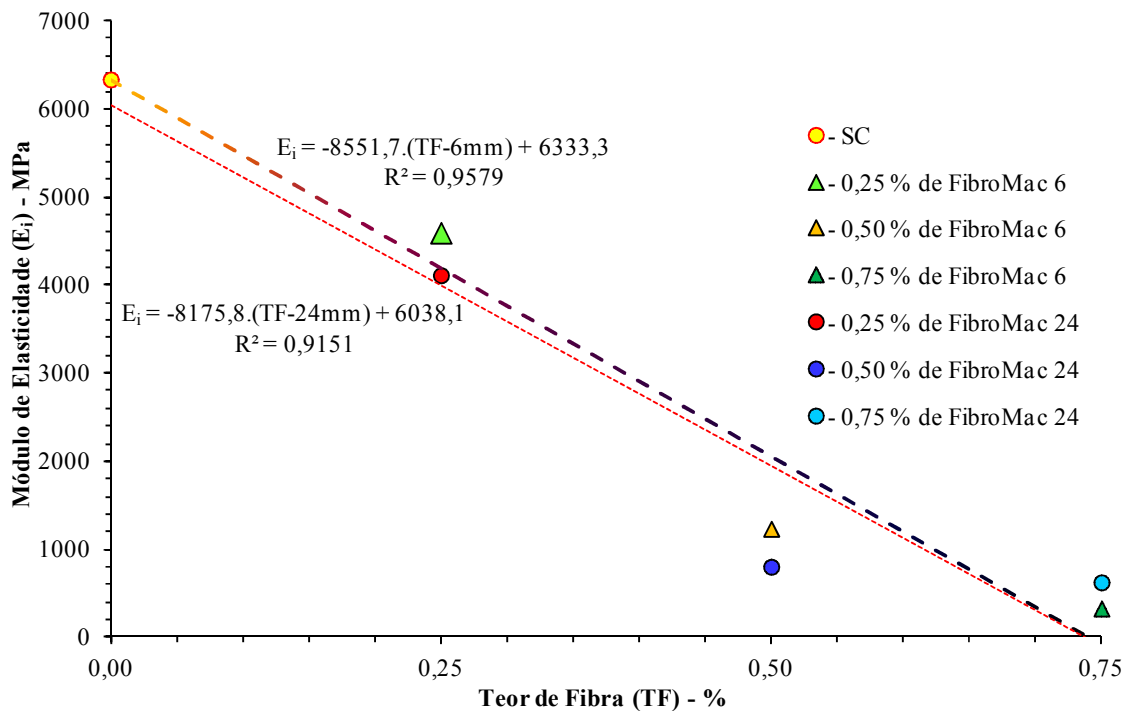


Figura 6.7 – Média do Módulo de elasticidade tangente inicial versus teor e comprimento das fibras

Outro fator importante que possivelmente afetou os resultados do módulo de elasticidade na matriz do solo-cimento-fibra é o estado de tração ao qual as fibras foram dispostas na matriz, ou seja, uma vez que as fibras não são incluídas de maneira esticadas na matriz, faz-se necessário maior deformação para mobilizar sua resistência.

Na Tabela 6.3 detalham-se os valores médios dos módulos de elasticidade tangente inicial em função do teor e do comprimento das fibras com suas respectivas reduções, quando comparados ao módulo do solo-cimento sem reforço.

Tabela 6.3 – Detalhes dos valores dos módulos de elasticidade tangente inicial nas misturas desta pesquisa

Tipo de Fibra	Teor de Fibras - (%)	Módulo de Young – (MPa)	Redução de Módulo - (%)
-	0,00	6339	0,00
FibroMac-6	0,25	4598	27,46
	0,50	1237	80,49
	0,75	332	94,76
FibroMac-24	0,25	4116	35,07
	0,50	806	87,29
	0,75	629	90,08

Para calcular o módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) utilizou-se os critérios contidos na norma europeia EN 13286-43/Março de 2003 (Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 43: Test Method for the Determination on the Modulus of Elasticity of Hydraulically Bound Mistures). O parâmetro foi calculado utilizando a seguinte fórmula:

$$E_T = E_i = \frac{1,2.F_R}{\pi.D^2.\epsilon_3} \text{ (Equação 6.6)}$$

onde:

- E_T = Módulo de elasticidade tangente inicial em compressão (MPa);
- F_R = Força máxima resistida pelo corpo de prova (N);
- D = Diâmetro do corpo de prova (mm);
- ϵ_3 = extensão vertical do corpo de prova para F_3 , quando $F_3 = 0,30.F_R$ (ver Figura 6.8).

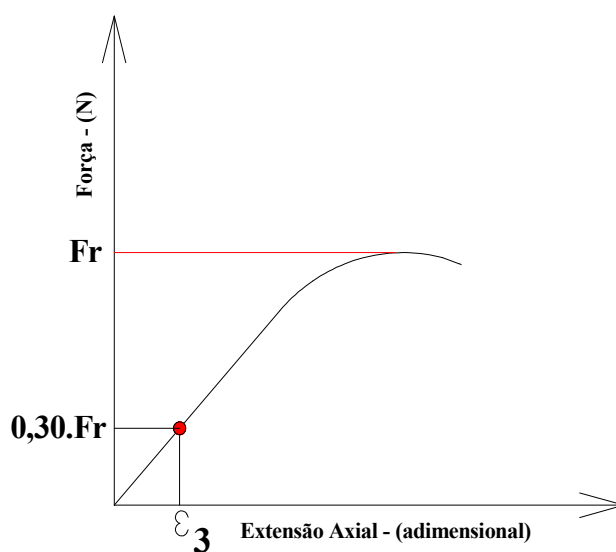


Figura 6.8 – Determinação dos parâmetros para cálculo do módulo de elasticidade tangente inicial

Como exemplo de cálculo, determina-se o módulo de elasticidade de apenas um corpo de prova de cada mistura de: solo-cimento, solo-cimento + 0,75% de FibroMac-6 e solo-cimento + 0,75% de FibroMac-24.

Por meio da Figura 6.9 ilustra-se um exemplo da relação força versus deformação de um único corpo de prova de cada tipo de mistura escolhida. De posse do gráfico, obteve-se as deformações correspondentes às forças que mais se aproximavam do valor de 30 % da força máxima de ruptura. Em seguida, com base nos dados da força máxima de ruptura e do diâmetro médio da base, ou do topo do corpo de prova, calcularam os módulos de elasticidade tangente inicial de compressão.

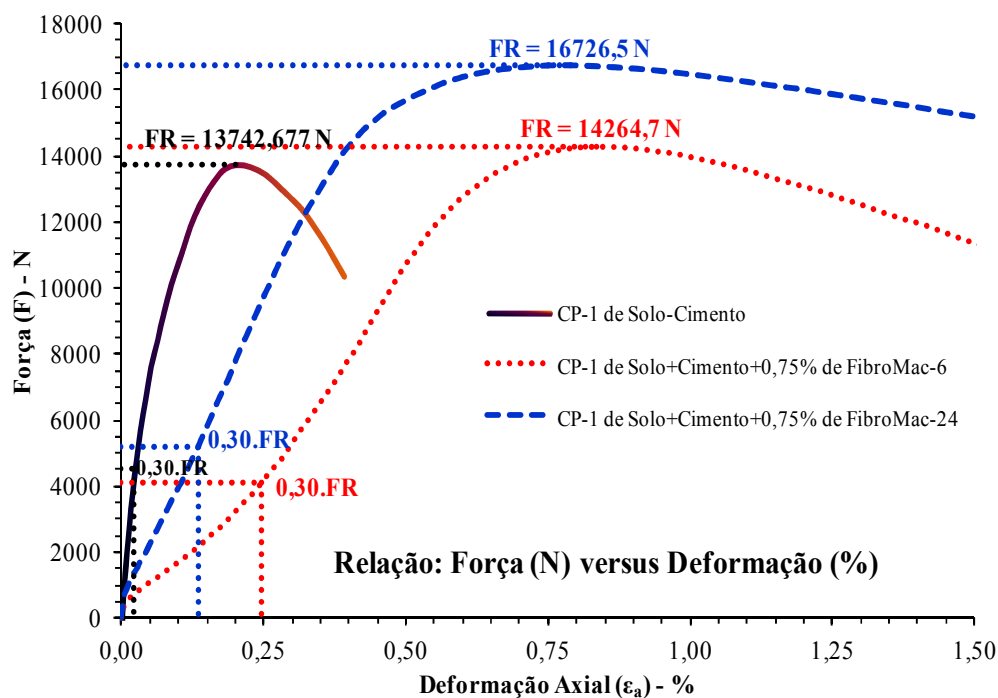


Figura 6.9 – Relação força versus deformação no ensaio de RCS das misturas desta pesquisa

6.1.5 – Análise da Relação: Extensão Axial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras

Com base nos resultados anteriores, observou-se que o módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) foi muito reduzido pelo aumento da inclusão das fibras na matriz de solo-cimento, e esta redução foi influenciada significativamente pelo elevado aumento da extensão desenvolvida pelas misturas. Na Figura 6.10 ilustra-se o comportamento obtido das extensões de cada corpo de prova em função do aumento do teor e do comprimento das fibras utilizadas.

Justifica-se o acréscimo das extensões em função do aumento do teor das fibras com base nos relatos descritos anteriormente, em que aumentando a quantidade de fibras na matriz, esta tende

ao desenvolvimento do efeito “esponja”, que desencadeia deformações maiores para iniciarem o desenvolvimento da sua resistência às solicitações impostas.

Também contribui para o aumento da extensão dos compósitos de solo-cimento-fibra, o estado de tração ao qual as fibras foram dispostas na matriz, ou seja, uma vez que as fibras não são inclusas de maneira esticadas na matriz, faz-se necessário uma deformação para mobilizar sua resistência.

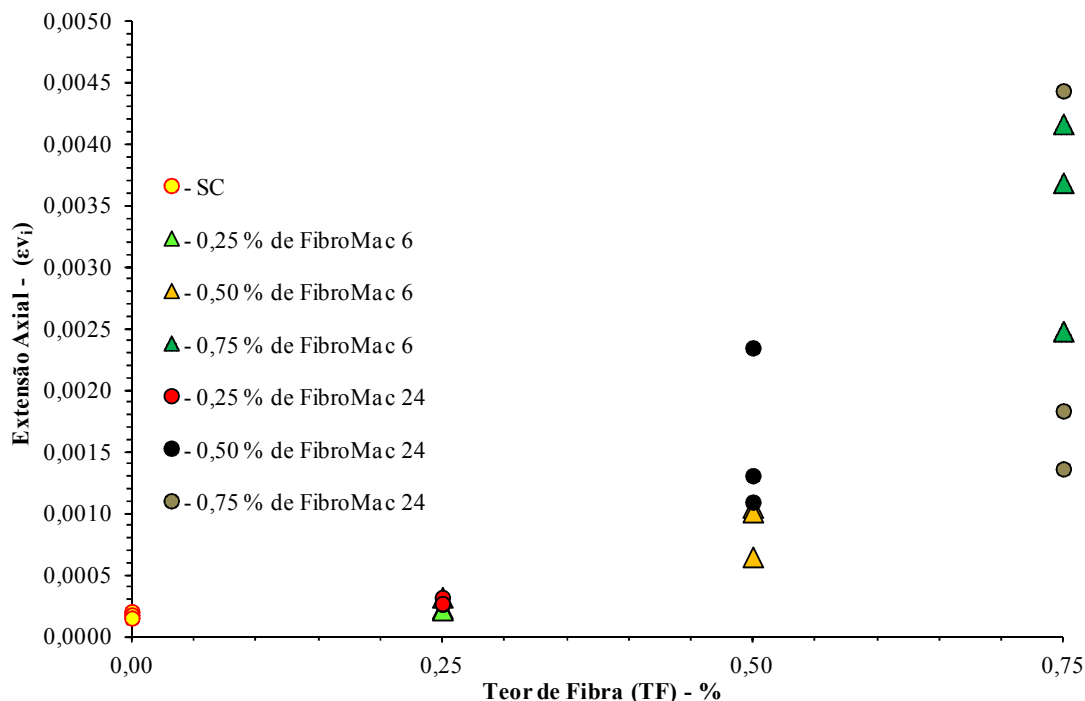


Figura 6.10 – Relação extensão versus teor e comprimento das fibras

Observa-se para os teores de 0,25 e 0,50 %, maior extensão dos compostos constituídos pela fibra de maior comprimento, quando comparados de fibra menor. Esse comportamento ocorreu devido à necessidade por parte das fibras maiores de se deformar mais para mobilizar sua resistência.

Para o teor de 0,75 % este fenômeno não aconteceu devido provavelmente à influência da homogeneização mais satisfatória por parte das fibras maiores em relação as fibras menores. Estas últimas talvez tenham ficado mais aderidas entre si de modo a formar um filamento de diâmetro superior, o qual, quando solicitado à tensão de extensão, primeiramente passaram a deslizar uma sobre a outra até encontrar melhor acomodação na matriz de maneira a iniciar sua influência na contribuição da resistência a compressão não confinada.

Para visualizar melhor o comportamento das extensões lineares médias em função das variáveis investigadas, tem-se a Figura 6.11. Observa-se um comportamento exponencial satisfatório crescente de ambas as fibras para a relação entre teores e extensões lineares ou verticais.

Na Tabela 6.4 detalha-se o aumento médio das extensões obtidas em função das variáveis investigadas, tomando como referência o valor obtido para a extensão do solo-cimento sem reforço.

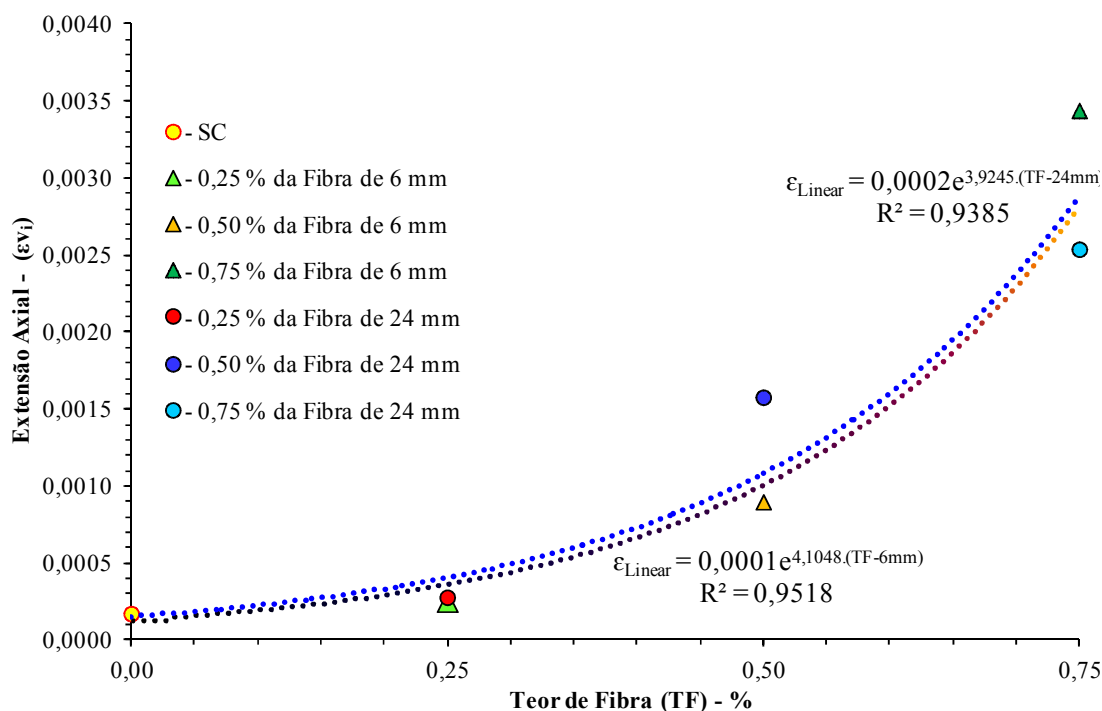


Figura 6.11 – Relação extensão vertical média versus teor e comprimento das fibras

Embora a resistência tenha aumentado com a inclusão das fibras, por motivos já explicados, observa-se claramente que o aumento da extensão é muito superior, e é o parâmetro mais influente na determinação do módulo de elasticidade, por isso foram obtidos módulos de Young muito reduzidos.

Tabela 6.4 – Detalhes dos valores das extensões lineares verticais nas misturas no ensaio de RCS

Tipo de Fibra	Teor de Fibras - (%)	Extensão – (Adimensional)	Aumento da Extensão - (%)
-	0,00	0,00017195	0,00
FibroMac-6	0,25	0,00025108	46,02
	0,50	0,00089809	422,31
	0,75	0,00343928	1900,21
FibroMac-24	0,25	0,00027834	61,88
	0,50	0,00157740	817,38
	0,75	0,00253850	1376,34

6.1.6 – Análise da Relação: Resistência à Compressão Simples (RCS) Versus Índice de Vazios dos Compósitos

Na Figura 6.12 ilustra-se o gráfico da relação das médias das resistências à compressão não confinada versus as dos índices de vazios dos compósitos formados, embora não seja uma relação satisfatória principalmente para as fibras de menor comprimento.

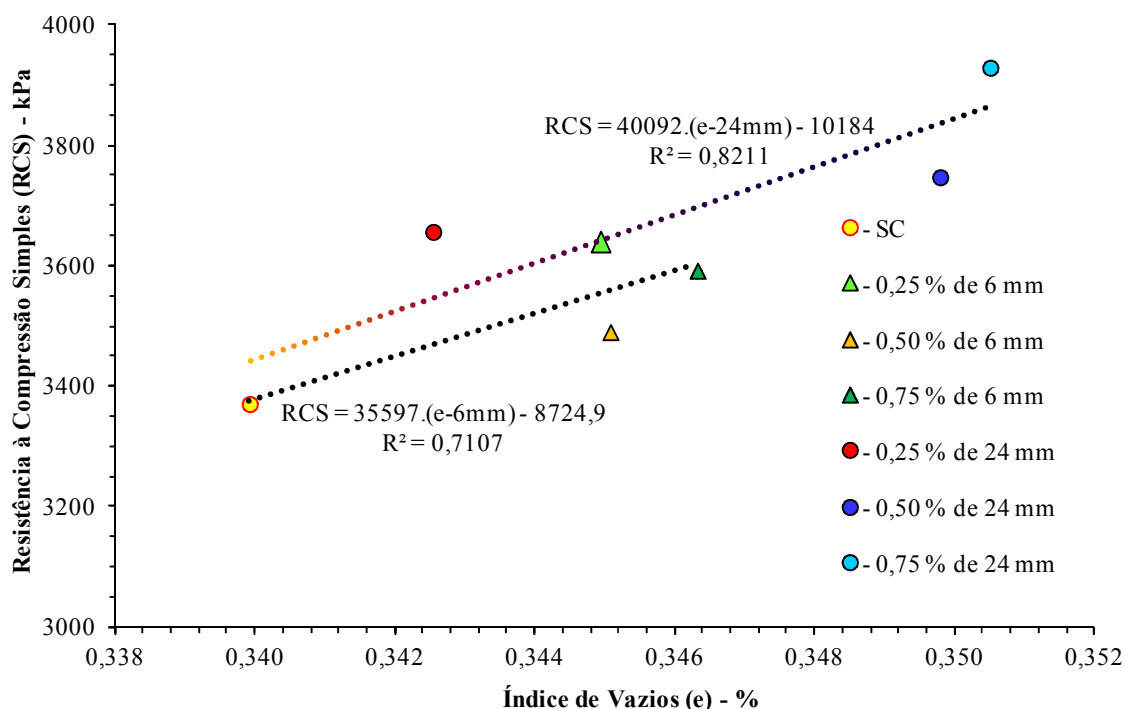


Figura 6.12 – Relação das médias das resistências obtidas em função dos índices de vazios para cada variável investigada

Para as fibras de maior comprimento observa-se melhor ajuste, embora abaixo do valor mínimo de R^2 para aceite de correlação. Como foi utilizado quatro pontos no gráfico para traçar a linha de tendência para cada tipo de fibra e, um nível de significância máximo de $\alpha = 5\%$, o menor valor crítico que se poderia obter era de $R^2 = 0,95$ (ver detalhes na Tabela 6.5).

Analisando o gráfico da Figura 6.12 observa-se que a presença da fibra menor na matriz do solo-cimento não desenvolve aumento muito significativo no índice de vazios quando do aumento da incorporação das mesmas.

Entretanto, para as fibras de maior comprimento há maior variação no índice físico. De modo geral, a variação no índice não é elevada, devido ao aumento do grau de compactação aplicado às misturas proporcionalmente ao aumento do teor de fibra incorporado, para fixar a densidade de projeto.

Tabela 6.5 – Valores críticos para controle de correlação (R), para níveis de significância $(1 - \alpha)$ e

N observações (Fonte: CHASE & BROWN, 1992)

N	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 1\%$	N	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 1\%$
4	0,95	0,999	20	0,444	0,561
6	0.811	0.917	24	0.404	0.515
7	0.754	0.875	26	0.388	0.496
8	0.707	0.834	28	0.374	0.479
9	0.666	0.798	29	0.368	0.470
10	0.632	0.765	30	0.361	0.463
11	0.602	0.735	40	0.312	0.402
12	0.576	0.708	50	0.279	0.361
13	0.553	0.684	60	0.254	0.330
14	0.532	0.661	90	0.205	0.239
15	0.514	0.641	100	0.196	0.256
16	0.497	0.623	250	0.124	0.163
17	0.482	0.606	500	0.088	0.115
18	0.456	0.575	1000	0.062	0.081
19	0.456	0.575			

Com base nas justificativas anteriores, compreende-se que a fibra de maior comprimento resiste mais ao esforço de compactação, possivelmente por se distribuir melhor entre os grãos de solo + cimento, proporcionando um efeito de amortecimento tipo “esponja”.

Talvez, devido ao menor tamanho, a fibra de 6 mm se encaixe melhor entre os vazios deixados pelos grãos, tendo portanto, menos contato entre os grãos e, dessa maneira diminuindo o fenômeno da “esponja”, reduzindo assim a necessidade do aumento do esforço de compactação que, contribui para redução no número de contatos entre os elementos constituintes da matriz. Porém, a estrutura do solo mais o cimento, aliado ao grau de compactação exercido é, por natureza, densa, contribuindo vazios baixos ($e = 0,340$) que as fibras não tendem a preencher.

A explicação encontrada pelo autor é que devido à fibra menor possuir maior resistência à separação entre seus filamentos, a mesma em grande quantidade, oferece uma separação mais difícil, tendendo a formar emaranhados e também grupos de filamentos unidos, que formam um único filamento de diâmetro maior passando a exercer um comportamento diferenciado na matriz.

Quando se utiliza fibras na estrutura de um solo puro ou solo cimentado é fundamental tentar obter uma distribuição homogênea das mesmas na matriz; só assim as fibras passam a exercer sua influência de forma mais significativa.

O autor da presente pesquisa acredita que pelo fato das fibras de 24 mm se distribuírem melhor na matriz, , maior foi à probabilidade de maior número de fibras interceptando o plano de ruptura, e portanto, maior eficiência. Para Benson & Khire (1994), o número de fibras que

interceptam o plano de corte é muito mais importante do que a grandeza de tensão de tração mobilizada pelas mesmas.

Na Figura 6.13 ilustra-se a distribuição das fibras de 6 e 24 mm na matriz do solo-cimento para o teor máximo de 0,75 % após a ruptura por compressão simples.

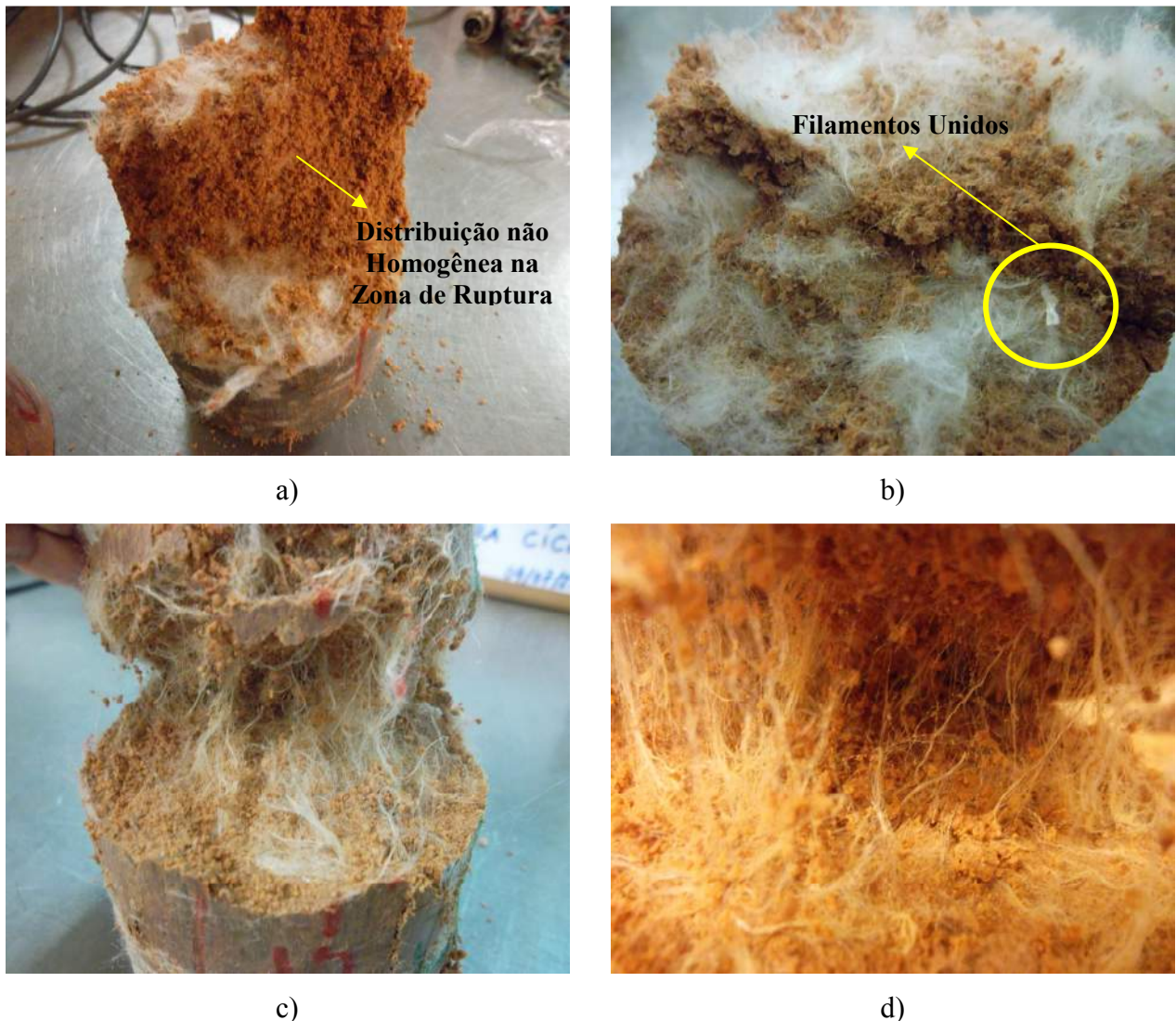


Figura 6.13 – Exemplos de distribuição das fibras nas matrizes dos compósitos formados para o teor de 0,75 % de fibra: a) e b) FibroMac de 6 mm e c) e d) FibroMac de 24 mm

Numa tentativa de tornar mais visível a relação anteriormente discutida, relacionou-se a resistência a compressão simples em função do volume de vazios. No entanto, observou-se que esta teve baixo ajuste nos compósitos moldados com a fibra menor e, ligeiramente mais favorável ($R^2 = 0,8337$) para os moldados com a fibra maior. Na Figura 6.14 ilustra-se o gráfico desta relação.

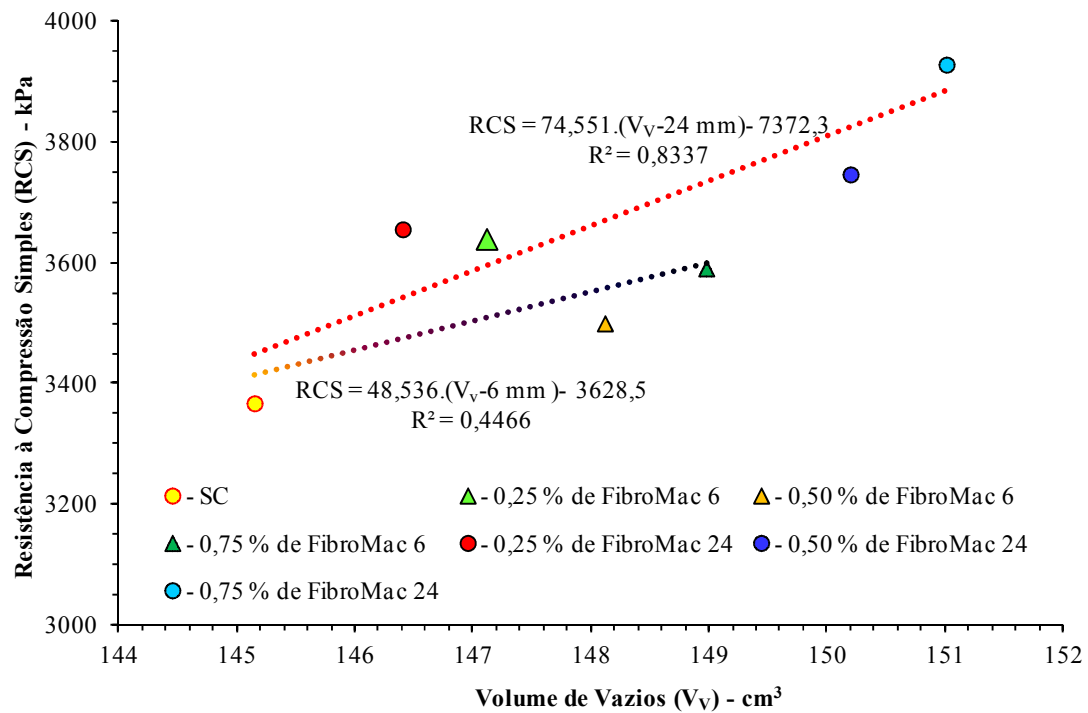


Figura 6.14 – Relação das médias das resistências obtidas em função dos volumes vazios para cada variável investigada

Uma vez que todos os ensaios realizados na presente tese foram desenvolvidos unicamente pelo próprio autor assim como a moldagem de todos os corpos de prova, evitando a influência no processo de moldagem por parte humana, o autor justifica, os resultados obtidos dos ensaios com base nas descrições citadas.

Os dados dos ensaios de compressão não confinada que serviram de base para realização das análises realizadas foram extraídos dos gráficos ilustrados nas Figuras 6.15 a 6.21.

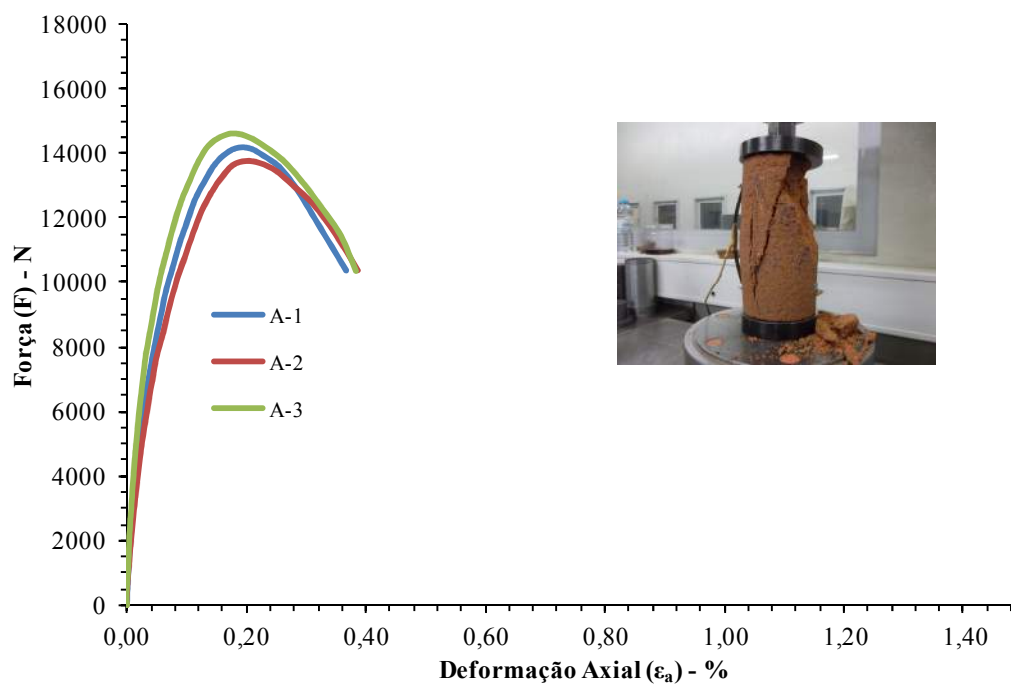


Figura 6.15 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento sem reforço

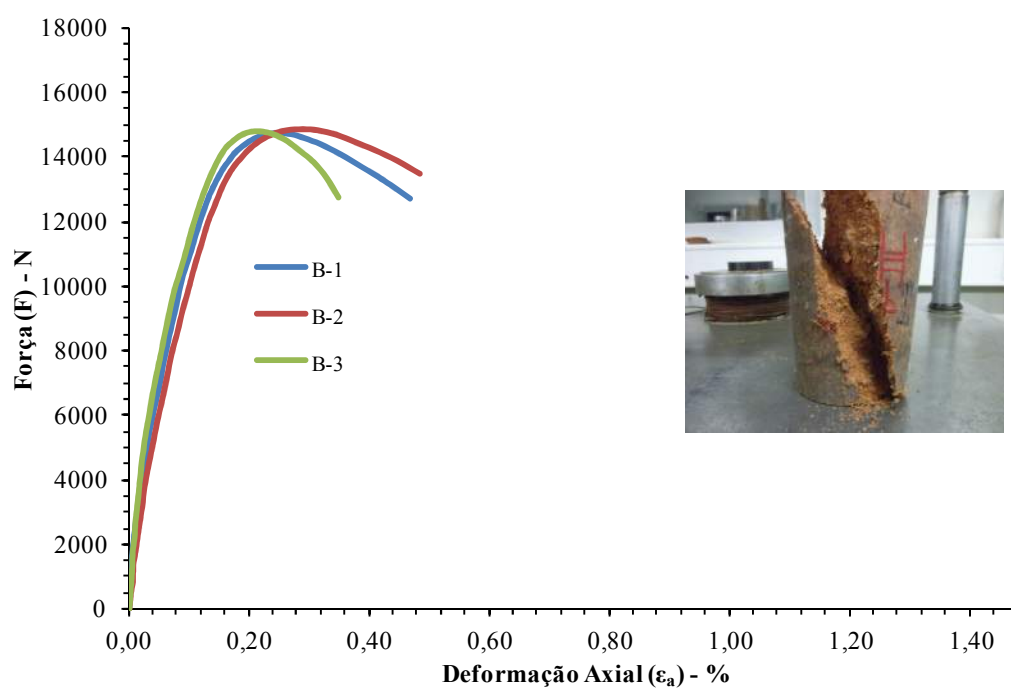


Figura 6.16 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,25% de 6 mm

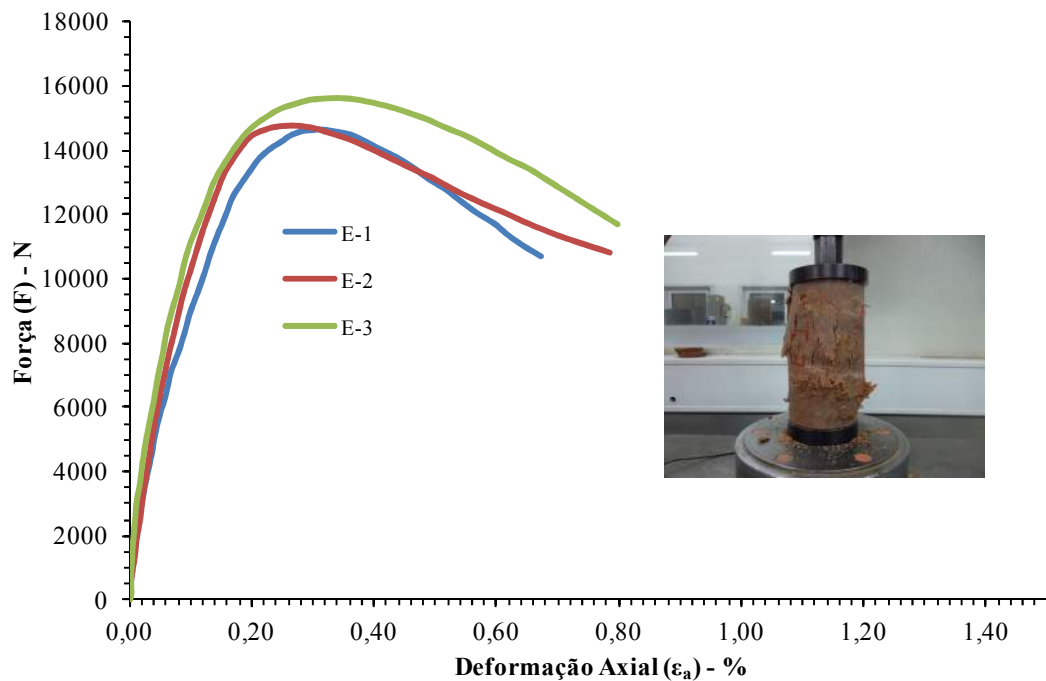


Figura 6.17 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,25% de 24 mm

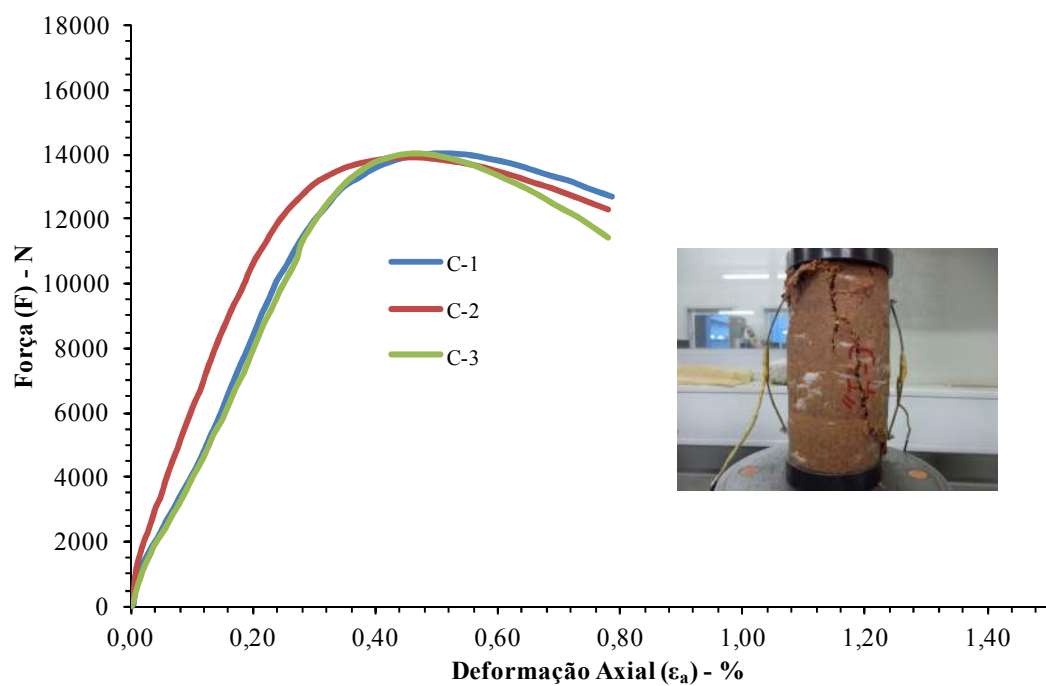


Figura 6.18 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,50% de 6 mm

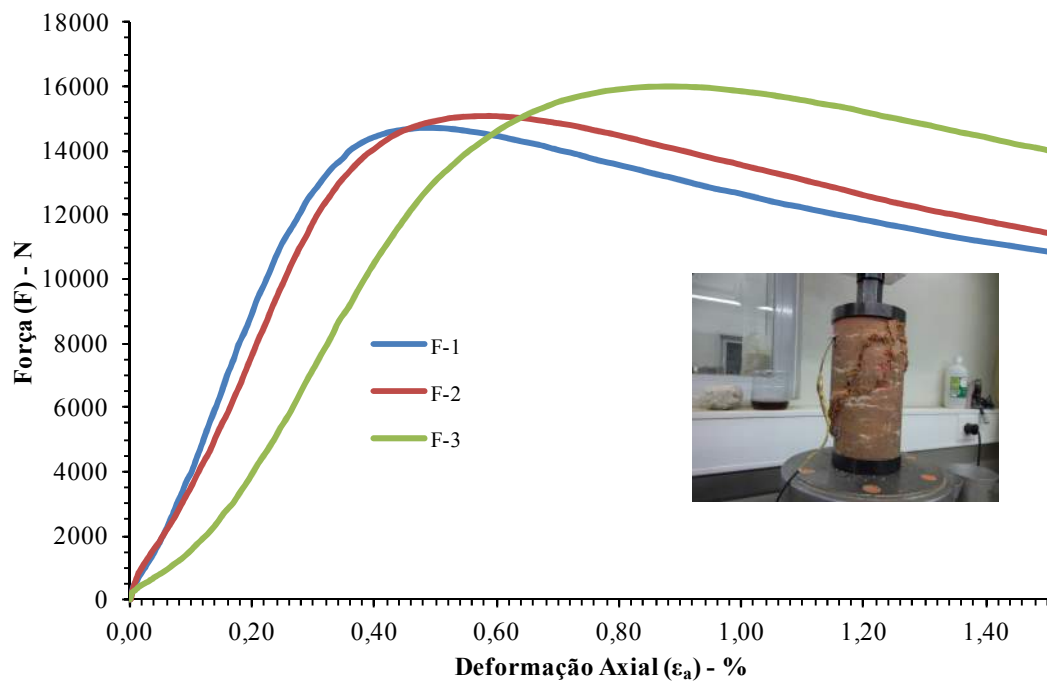


Figura 6.19 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,50% de 24 mm

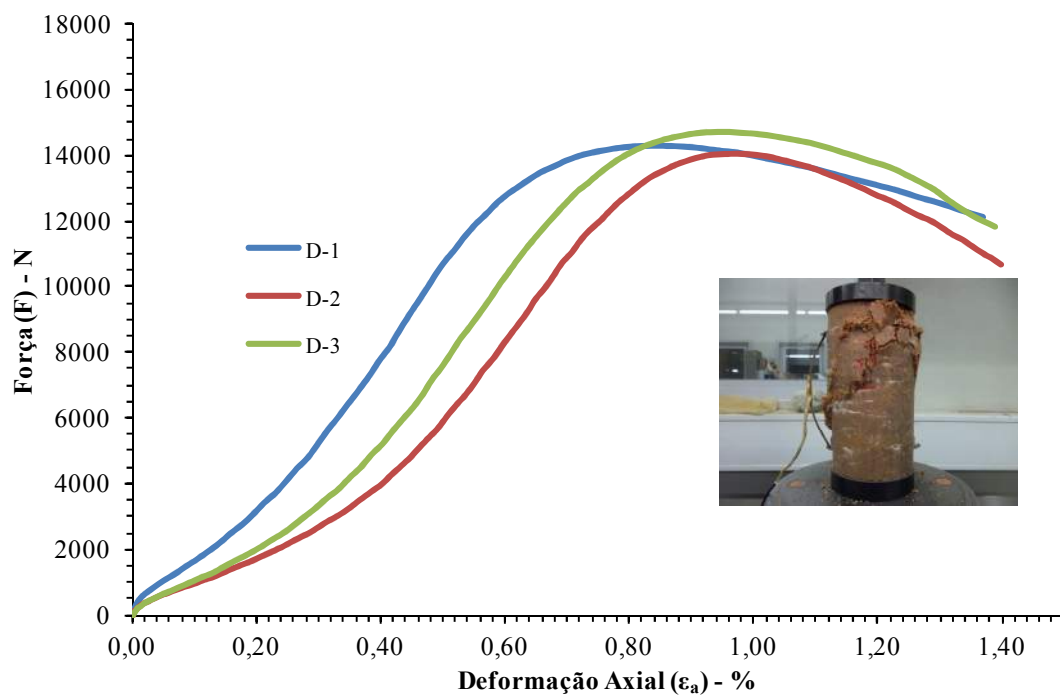


Figura 6.20 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,75% de 6 mm

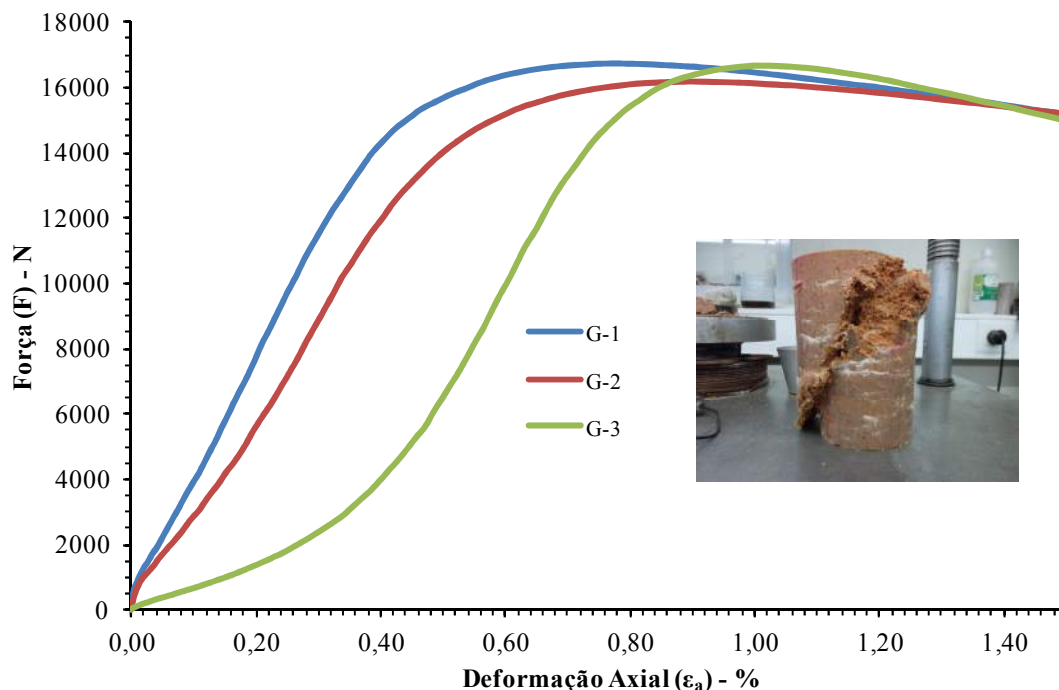


Figura 6.21 – Resultados do ensaio de compressão simples para o solo-cimento com reforço de 0,75% de 24 mm

6.2 – Apresentação & Análise dos Resultados do Ensaio de Durabilidade por Molhagem & Secagem

Analisando os resultados obtidos observa-se que todos os corpos de prova submetidos aos processos de molhagem, secagem e escovação tiveram suas massas reduzidas ao final do ensaio. Por meio das Figuras 6.22 a 6.30 ilustra-se a relação entre a massa (massa obtida após 42 horas em estufa a $71 \pm 2^{\circ}\text{C}$ e em seguida submetida ao processo de escovação) de cada corpo de prova em relação ao número de ciclos para cada tipo de mistura.

Analisando o gráfico da relação massa versus número de ciclos para os CPs moldados apenas com solo e cimento (Figura 6.22), observa-se uma variação significativa da massa no início dos ciclos para o CP-1, tido como corpo de prova de referência para os demais ao final do ensaio. Era de se esperar uma possível constância no peso do mesmo uma vez que o corpo de prova não ficou submetido ao processo de escovação.

Observa-se também que ao final do ensaio o mesmo ainda tinha tendência ao aumento do peso quando comparado ao peso inicial. Talvez esse aumento de peso tenha sido originado no desenvolvimento de uma possível reação química por parte do cimento com a matriz de modo que, durante o processo dos ciclos de molhagem e secagem tenha originado com a água e a temperatura outros constituintes químicos que se fixaram na matriz da mistura.

Para os demais CPs de solo-cimento, submetidos ao processo de escovação após as etapas de molhagem e secagem, observa-se uma redução do peso ao longo dos ciclos, embora no terceiro ciclo tenha ocorrido um aumento de peso, o que não pode acontecer.

Este aumento de peso talvez tenha sido causado por uma possível não zeragem correta na balança ou erro de anotação do peso. Porém, como o aumento se deu para ambos os corpos de prova, apenas para o terceiro ciclo, então, possivelmente o erro seja devido a problemas de precisão da balança utilizada.

Ainda analisando o gráfico da Figura 6.22 observa-se que, a cada ciclo submetido, a diferença de massa entre os CPs que receberam a escovação (CP-2 e CP-3) aumenta em relação ao CP que não foi submetido esta ação (CP-1). Ao final do ensaio observa-se nítida redução de peso. Embora o CP-2 tenha sofrido uma perda de peso maior do que o CP-3 verifica-se que ambos praticamente mediam o mesmo comportamento de perda de peso com o aumento do número de ciclos. Isso comprova a constância da força aplicada durante o processo de escovação durante os ciclos.

Os corpos de prova de solo-cimento apresentaram em média uma perda de peso de 20,25 g a cada ciclo realizado.

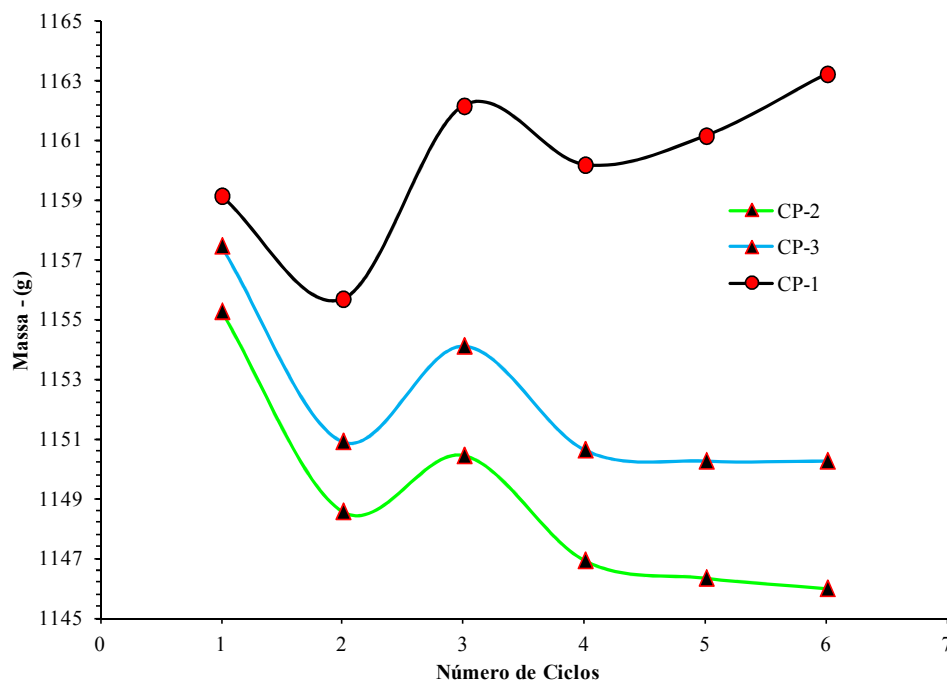


Figura 6.22 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento

No gráfico da Figura 6.23, que relaciona a massa do solo-cimento-0,25% de 6 mm, observa-se um comportamento mais constante do CP-1 a partir do quarto (4^o) ciclo, embora, tenha ocorrido um aumento de aproximadamente seis gramas entre o primeiro ciclo e o terceiro.

Analisando o comportamento da perda de peso dos CP-2 e CP-3, também se verifica que ambos apresentam o mesmo comportamento de perda com o número de ciclos, embora ao final do último ciclo do ensaio o CP-2 tenha apresentado um aumento de peso, o que não deve acontecer. Esse aumento também pode ser explicado com base na justificativa descrita anteriormente em relação ao processo de precisão da balança ou zeragem da mesma por parte do operador.

Em se tratando do CP-3 verifica-se uma perda de peso mais acentuada, que pode ser explicada com base numa possível retirada a mais de grãos de solo cimento quando do desprendimento de algumas fibras, pela escova de aço, quando as mesmas se localizavam na superfície lateral do corpo de prova.

Para este tipo de compósito, a perda de peso média por ciclo era de 20,85 g. Comparando o comportamento da perda de peso com o do solo-cimento, percebe-se que para este teor de fibra (0,25 %), a influência não interfere na redução da perda.

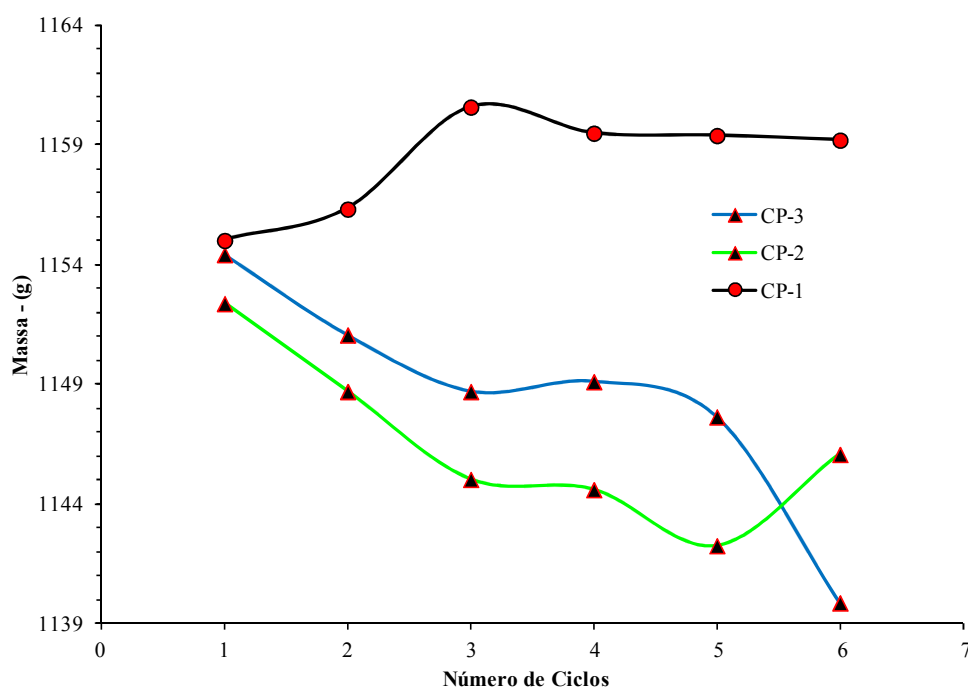


Figura 6.23 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,25% de 6 mm

Na Figura 6.24 observa-se praticamente o mesmo comportamento da perda de peso por ciclo entre CP-2 e o CP-3. De modo geral, chega-se a conclusão de que a força aplicada durante a

escovação permaneceu praticamente constante durante todos os ensaios, fato que pode ser justificado comparando o comportamento da perda por ciclo para cada par de CP por mistura.

Para a incorporação de 0,50 % da fibra menor, a perda média de peso por ciclo foi de 20,12 g, um pouco abaixo da média calculada para o teor de 0,25 % do mesmo tipo de fibra.

Para o respectivo teor de fibra, ainda o comportamento da perda de peso por ciclo é considerado praticamente o mesmo, e para o presente momento, nenhuma conclusão pode ser afirmada quanto à influência do teor de fibra no aumento da durabilidade das misturas.

Comparando os gráficos das Figuras 6.24 e 6.25, observa-se que o aumento do teor de fibra, tem o mesmo comportamento de perda ao final de cada ciclo. Também observa-se um comportamento idêntico entre os CP-2 e o CP-3 em relação à perda de massa a cada ciclo, consequência de um bom padrão de constância da força exercida durante o processo de escovação. Para este compósito, a perda de massa por ciclo foi de 19,52 g.

Analisando a perda de massa por ciclo em função do teor de Fibra de 6 mm, observa-se aumento quase insignificante da durabilidade quando do acréscimo do tipo de fibra na matriz. Para o teor de 0,25 %, a perda de massa por ciclo foi maior quando comparado ao cimento.

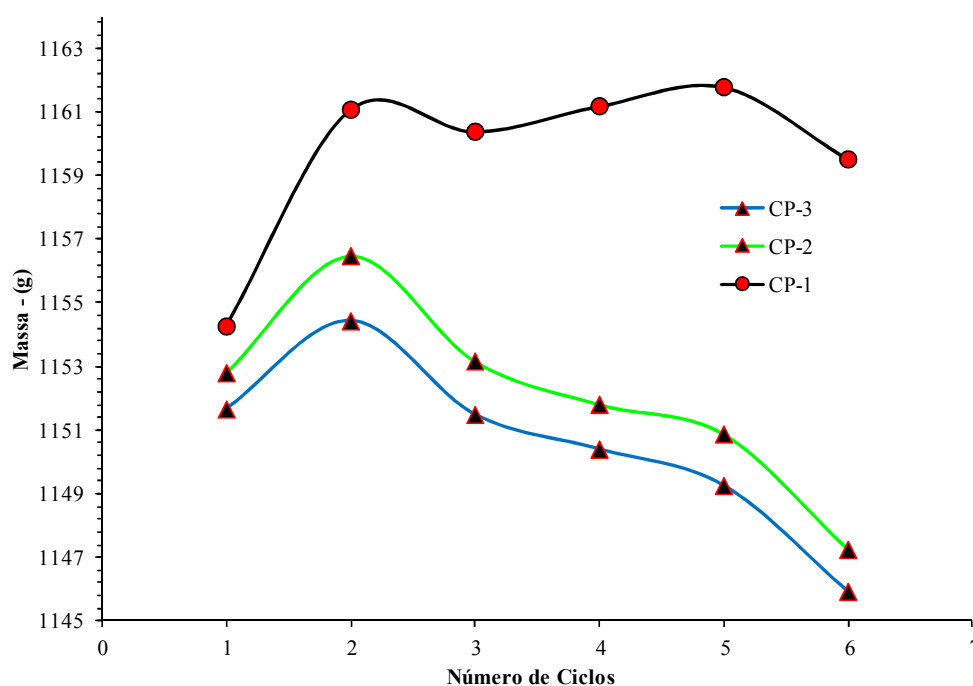


Figura 6.24 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,50% de 6 mm

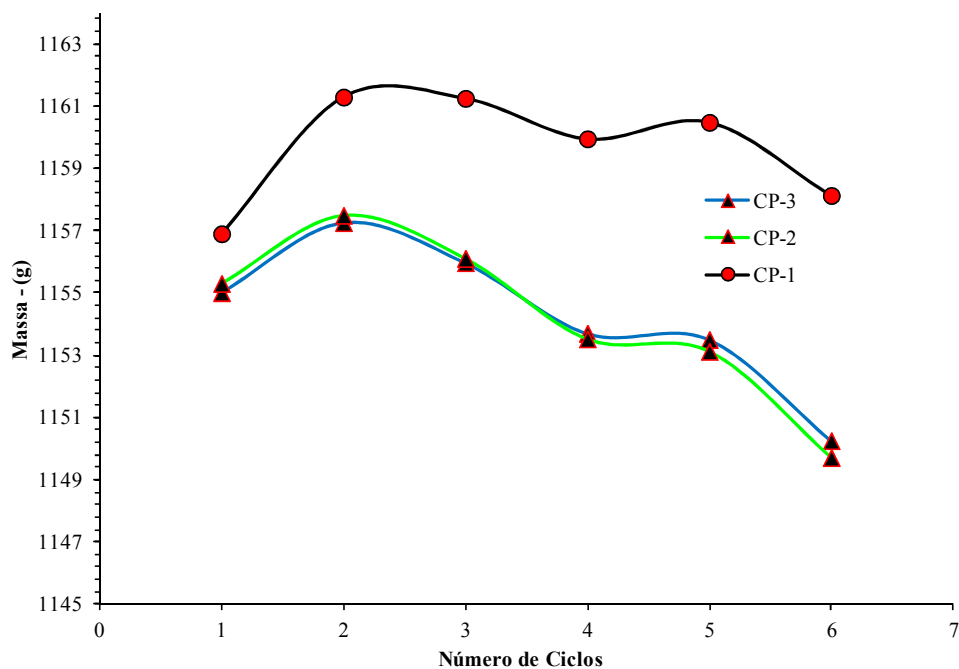


Figura 6.25 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,75% de 6 mm

No gráfico da Figura 6.26 ilustra-se este comportamento. Diante das análises realizadas até o presente momento, verifica-se que este tipo de fibra, a influência é muito maior na resistência do que na durabilidade do compósito formado. Isto se deve possivelmente porque as fibras exercem sua real influência mais internamente à matriz do que externamente a mesma.

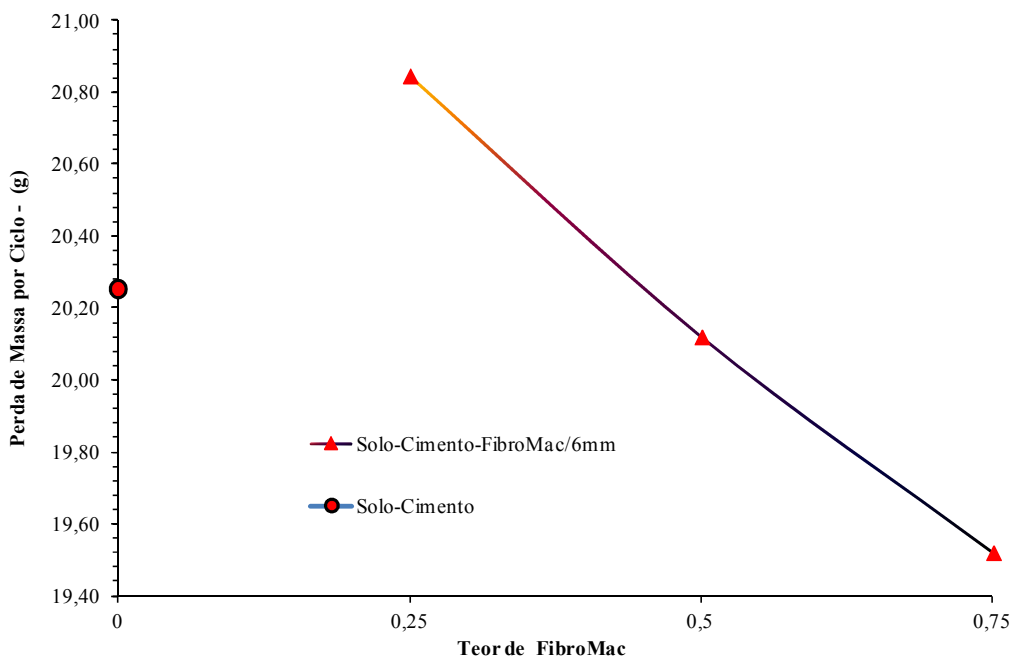


Figura 6.26 – Perda de massa média por ciclo em função do teor de fibra

No gráfico da Figura 6.27, também se verifica um comportamento praticamente igual entre os corpos de prova 2 e 3, moldados com o teor de 0,25 % da fibra de comprimento maior (24 mm). Ainda verifica-se uma incoerência no resultado do peso obtido para os três CPs após o processo de escovação no quarto ciclo do ensaio.

A perda de peso média por ciclo foi de 20,07 g, o que é relativamente inferior quando comparado à perda de apenas o solo+cimento e do solo+cimento+0,25 da fibra menor.

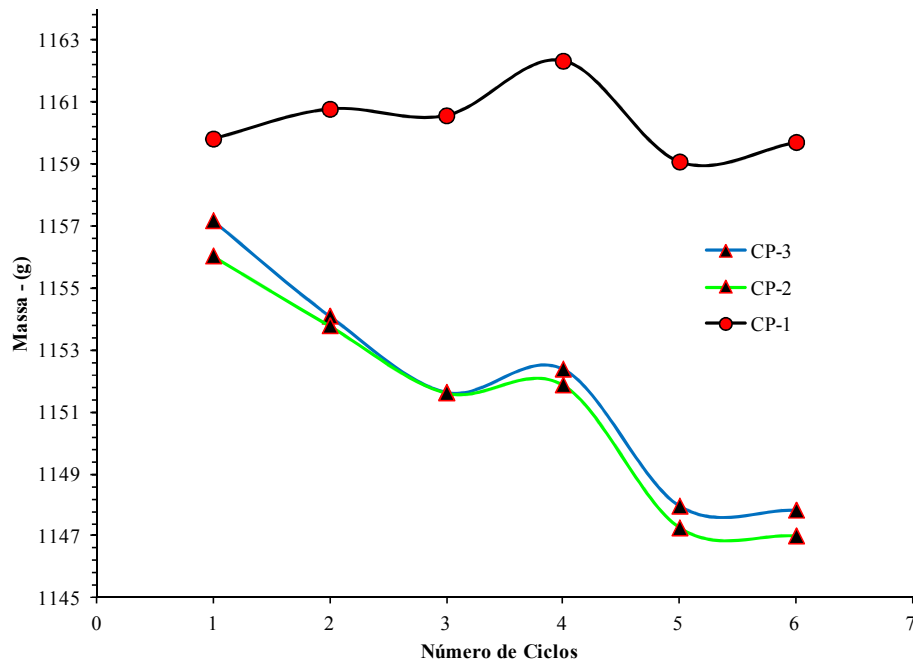


Figura 6.27 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,25% de 24 mm

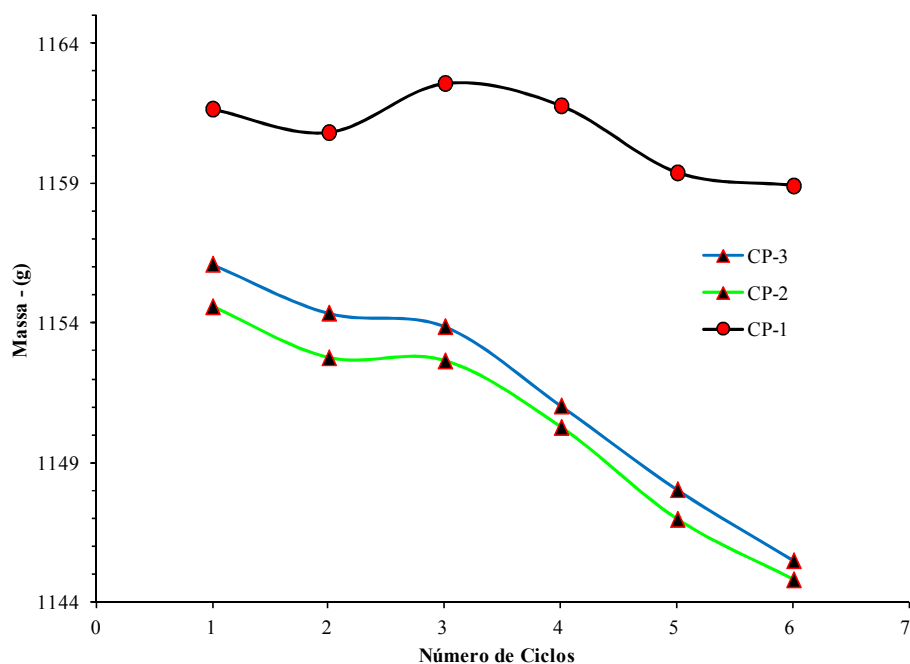


Figura 6.28 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,50% de 24 mm

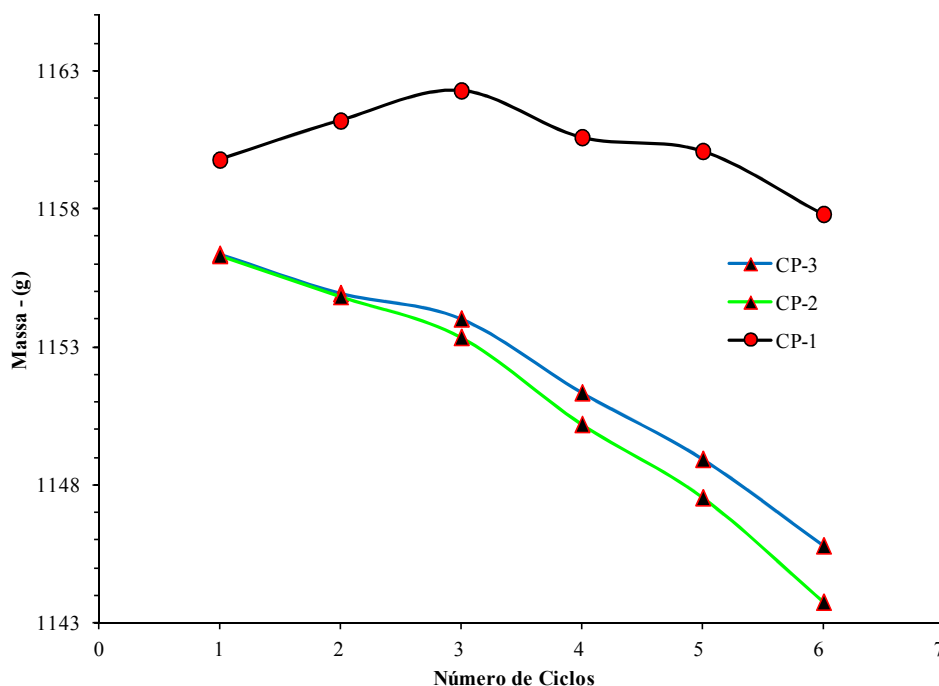


Figura 6.29 – Relação: massa versus número de ciclos para CPs de solo-cimento-0,75% de 24 mm

Analisando os gráficos das Figuras 6.28 e 6.29, observa-se um comportamento praticamente idêntico entre os corpos de prova submetidos aos ciclos completos do ensaio.

Também, verifica-se que independentemente do teor de fibra incorporado, sempre se observa uma perda de massa após a realização de cada ciclo. Para os teores de 0,50 e 0,75 % de incorporação da fibra de 24 mm na matriz, tem-se respectivamente uma perda de massa a cada ciclo de 20,08 e 20,13 g. Sendo assim, para a fibra de maior comprimento verifica-se sempre uma perda de massa inferior ao se comparar com a perda do solo-cimento.

O aumento do teor da fibra de maior comprimento na matriz levou a um comportamento inverso quando comparado ao aumento do teor da fibra menor, observado na Figura 6.30.

Na Figura 6.31 ilustra-se a comparação entre o comportamento da perda de massa média por ciclo em função do teor para ambas as fibras utilizadas.

Embora a fibra de maior comprimento tenha um efeito desfavorável na perda de peso a cada ciclo com o aumento do teor, este comportamento é considerado insignificante quando comparado ao valor permitido da perda de massa especificada pela literatura em função do tipo de solo utilizado.

Analisando o gráfico da Figura 6.31, verifica-se que para o teor de 0,50 %, ambas as fibras tem praticamente a mesma perda de peso por ciclo. Para os demais teores observa-se uma inversão de comportamento entre as duas fibras. Considerando o intervalo de variação da perda de massa por

ciclo em função do teor da fibra menor, verifica-se que a fibra de maior comprimento tem variação bem inferior, de tal modo que se pode desprezar a influência do teor na durabilidade.

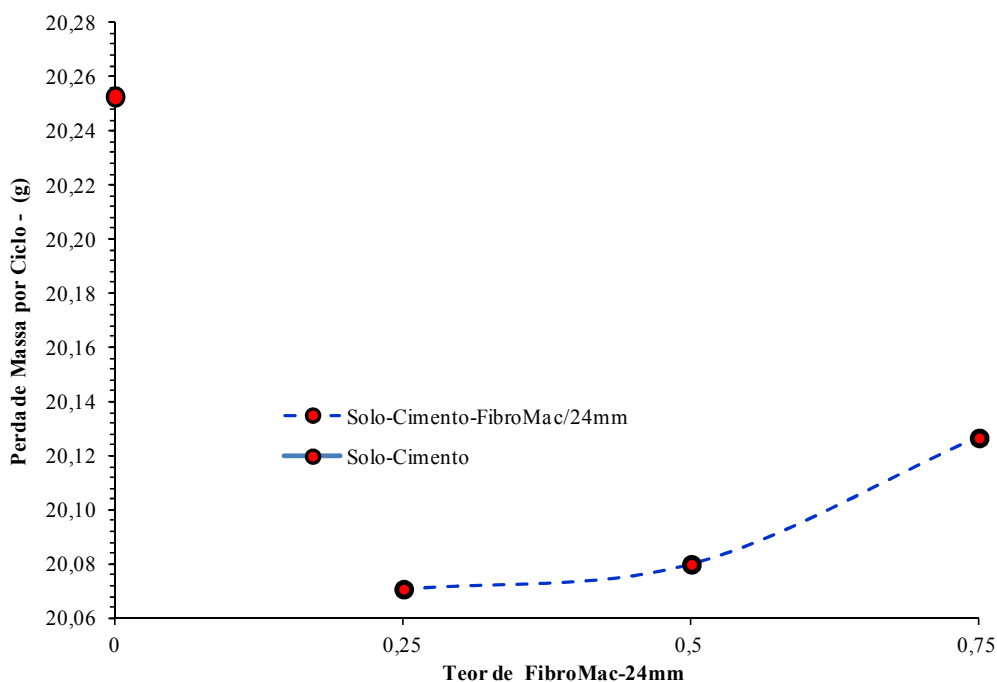


Figura 6.30 – Perda de massa média por ciclo em função do teor de fibra

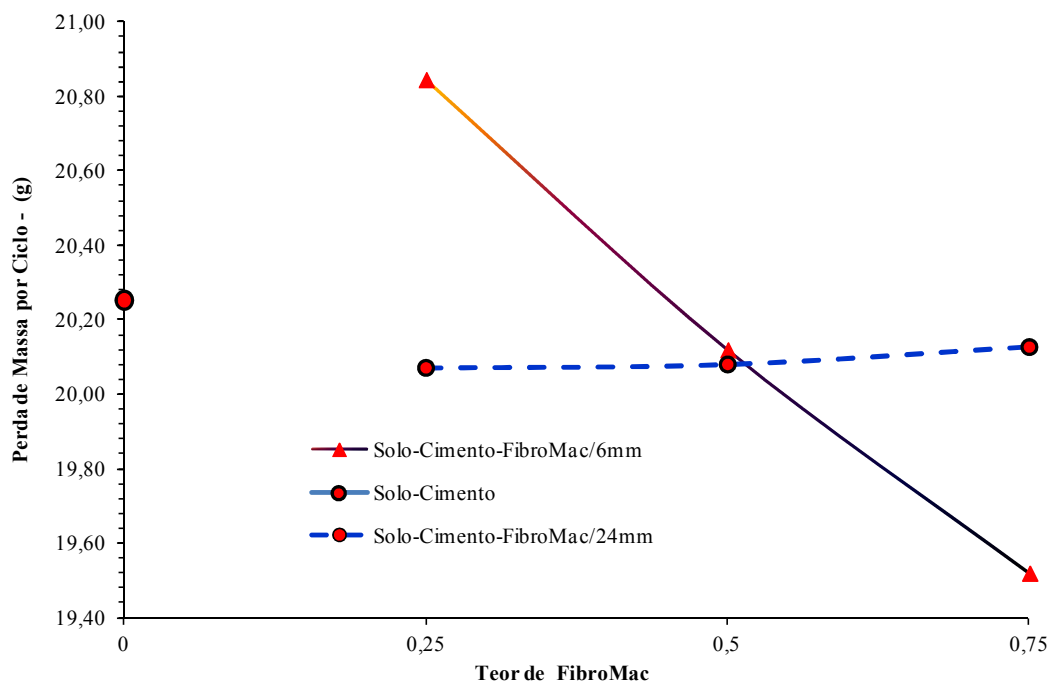


Figura 6.31 – Perda de massa média por ciclo em função do teor e comprimentos das fibras

Analisando o peso de cada corpo de prova após o processo de imersão durante cinco (05) horas em água destilada, verifica-se que todos os CPs, com exceção dos CPs-1 que foram submetidos apenas ao processo de molhagem e secagem, tiveram seus pesos “saturados” reduzidos

a cada ciclo. Inicialmente, imaginava-se que a cada ciclo de molhagem e secagem, as ligações do cimento se deterioravam em função do choque térmico e aumentaria a porosidade da matriz tornando-a cada vez mais porosa a cada número de ciclo realizado.

Como consequência esse processo facilitaria a permeabilidade da mistura o que possivelmente permitiria mais facilmente o processo de saturação por imersão. Isso aumentaria o peso imerso a cada ciclo, mesmo com a influência da perda de massa a cada processo de escovação.

Entretanto, a reação obtida é completamente inversa, o aumento da temperatura contribui para maior resistência por parte das ligações cimentícias em princípio não influenciando na porosidade da matriz. Uma vez que o material em estudo possui uma baixa permeabilidade e fica submetido ao período de 42 horas em uma estufa à temperatura de aproximadamente 70⁰C. Esse processo deve dificultar ainda mais a saturação total e, portanto, a redução de peso “saturado” a cada ciclo é função apenas da perda de massa desenvolvida pela escovação.

Para todas as misturas, houve um acréscimo do peso imerso no segundo ciclo. Em se tratando das fibras de comprimento menor, o aumento do peso imerso no segundo ciclo foi proporcional ao aumento do teor da fibra na matriz. Para a fibra de comprimento maior observou-se para todos os teores uma redução da perda de peso imerso entre o segundo e terceiro ciclo.

De modo geral, analisando todos os gráficos obtidos até o momento, não se consegue encontrar uma justificativa coerente para explicar os comportamentos obtidos dos pesos dos CPs durante a realização dos ciclos.

O que se deve realizar ao término do ensaio é, a comparação entre o peso inicial e o peso final, seja “saturado” ou seco, assim como o volume do CP. Sendo assim, comparando os volumes iniciais dos CPs, obtidos logo após a desmoldagem, com os volumes finais obtidos ao término do ensaio, encontram-se as variações detalhadas na Tabela 6.6.

Com base nos dados contidos na Tabela 6.6, verifica-se que, de maneira geral, houve pequeníssima redução do volume de modo a não ultrapassar o valor de 2,0 %, estando de acordo com um dos critérios adicionais comentado por Scullion *et al.* (2005), que a máxima variação de volume durante a realização do teste de durabilidade, seja por molhagem-secagem ou gelo-desgelo, foi menor do que 2 % do volume inicial; embora o número de ciclos realizados durante os tipos de condições seja igual a doze, ou seja, o dobro do número de ciclos estabelecidos na NBR-13554/1996.

Tabela 6.6 – Redução do volume ao final do ensaio de durabilidade

Tipo de Fibra	Teor de Fibra	Após Desmoldagem	Final do Ensaio de Durabilidade	Redução - (%)
Apenas Solo + 5 % de Cimento ARI		572,79	566,73	1,06
		572,12	568,79	0,58
		570,84	568,63	0,39
FibroMac-6 mm	0,25	573,07	574,42	-0,23
		575,05	570,26	0,83
		573,03	570,55	0,43
	0,50	576,99	575,20	0,31
		575,75	572,01	0,65
		577,31	573,17	0,72
	0,75	580,86	581,50	-0,11
		578,63	577,22	0,24
		580,00	578,72	0,22
FibroMac-24 mm	0,25	575,89	570,58	0,92
		574,43	568,15	1,09
		574,13	570,08	0,71
	0,50	575,26	574,27	0,17
		577,18	574,13	0,53
		577,09	573,06	0,70
	0,75	581,30	581,02	0,05
		581,58	578,78	0,48
		579,42	575,45	0,69

Os números em negrito representam os corpos de prova de referencia para cálculo da perda de massa final, que não foram submetidos ao processo de escovação. Para os CPs escovados, observa-se uma variação quase desprezível do volume e, para as misturas contendo 0,25 e 0,75 % da fibra de menor comprimento verifica-se um ligeiro aumento.

Por fim, analisando o objetivo geral do presente ensaio, que consiste na determinação da perda de massa após seis (06) ciclos de molhagem (05 horas de imersão), secagem (42 horas em estufa a uma temperatura de $71 \pm 2^{\circ} \text{C}$) e escovação (utilizando uma escova de aço padrão aplicando uma força de 1,50 kgf sobre a mesma), tem-se os valores, detalhados na Tabela 6.7.

Observa-se com base nos dados obtidos que todos os resultados estão bem abaixo do valor máximo estabelecido na literatura, embora os valores referenciados sejam para a realização de 12 ciclos.

Caso se adotasse metade dos valor recomendado pela literatura técnica, ainda seria satisfeito o critério estabelecido, ou seja, em todos os casos as misturas satisfazem o critério da durabilidade.

O presente tipo de solo foi classificado granulometricamente como areia argilosa (SC), e poderia, para este tipo de solo estabilizado com cimento sua perda de massa máxima poderia ser de 8 a 10%.

Tabela 6.7 – Resultado do ensaio de durabilidade para as misturas desenvolvidas

Tipo de Fibra	Teor de Fibra (%)	Perda de Massa - (%)
Solo-Cimento		1,6
FibroMac (6 mm)	0,25	1,2
	0,50	1,4
	0,75	0,8
FibroMac (24 mm)	0,25	0,9
	0,50	1,0
	0,75	1,3

Pode-se concluir que o fator primordial para a obtenção da alta durabilidade foi o cimento. A alta densidade estabelecida durante os ensaios, somente por si, não contribui para a durabilidade da mistura uma vez que o solo é erodível, e este fato foi claramente confirmado por meio do ensaio de perda de massa por imersão (DNER-ME 256/1994), onde se obteve elevadas densidades e mesmo assim, apenas com a imersão do corpo de prova observou-se a erodibilidade com 20 minutos após sua imersão.

A incorporação das fibras no solo puro, independentemente dos tamanhos e dos teores utilizados, também não contribuiu na resistência à erosão e muito menos na durabilidade. As fibras não desenvolvem ligações entre os grãos do solo e ainda desenvolvem certa resistência à compactação tornando o solo mais permeável e mais susceptível a presença da água.

Sendo assim, verifica-se que os valores da perda de massa obtidos pelas misturas após o teste de durabilidade, apresentaram resultados bem abaixo do valor estabelecido pela literatura técnica, portanto, as misturas apresentaram resistências muito satisfatórias quando submetidas ao ensaio de durabilidade por molhagem e secagem. E esta resistência foi proporcionada pelo teor de cimento incorporado à mistura e pelo índice de vazios, obtido em função da fixação da densidade máxima seca de projeto ($\gamma_d = 1,98 \text{ g/cm}^3$).

Quanto à incorporação das fibras na matriz de solo-cimento, observa-se que tem pouca influência na durabilidade dos compósitos formados. A fibra de menor tamanho desenvolveu menor redução da perda de massa quando sua incorporação foi de 0,75 % na matriz do solo-cimento, enquanto, a fibra de maior comprimento desenvolveu menor redução quando utilizou-se o teor 0,25 %.

Verifica-se mais uma vez que, muito provavelmente, quando se satisfaz o critério exigido da resistência à compressão não confinada (ou seja, $RCS = 2,10$ MPa), as exigências estabelecidas pela durabilidade são satisfeitas, embora, o caso contrário não seja necessariamente verdadeiro.

6.3 – Apresentação & Análise dos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada Após a Realização do Ensaio de Durabilidade

No referido tópico encontram-se as análises dos resultados obtidos após a realização dos ensaios de compressão simples em corpos de prova submetidos ao ensaio de durabilidade.

6.3.1 – Análise da Relação: Resistência à Compressão Simples Versus Teor e Comprimento das Fibras

Na Figura 6.32 ilustra-se o gráfico da relação resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras, para todos os corpos de prova que foram submetidos ao ensaio de durabilidade.

Aparentemente não se observa grande variação nos resultados de cada tipo de mistura, embora, quando realizado o cálculo do intervalo de aceitação de 10% da resistência média, os corpos de prova, CP-3 e CP-1 das misturas contendo, respectivamente 0,25 e 0,50% da fibra de menor tamanho, e o CP-1 da mistura contendo 0,50% da fibra de maior tamanho, tenham sido desprezados por não estarem pertencentes ao intervalo de aceitação proposto pela NBR-12253/1992.

Com base nos resultados obtidos verificou-se que todos os corpos de prova das misturas desenvolvidas, quando não submetidos ao processo de escovação, apresentaram valores de resistência superior quando comparado aos que sofreram o processo.

Esta característica pode ter explicação no fato da irregularidade desenvolvida nas superfícies da base e do topo do CPs, que apresentaram tanto problemas de nivelamento horizontal quanto a presença de pontas exposta de grãos de solo, que possivelmente durante o processo de aplicação de carga tenham contribuído para um plano de ruptura preferencial devido a distribuição irregular da tensão nas bases do CP.

A norma NBR: MB-3361/1990 recomenda que antes do início do ensaio, as bases dos CPs devem ser verificadas quanto ao nivelamento e horizontalidade. Se necessário a norma recomenda que os CPs devam ser capeados obedecendo às descrições especiais contidas na norma NBR: MB-3360. Este processo não foi realizado devido à inviabilidade de tempo estabelecido para regularizar as bases utilizando calda de cimento.

Acredita-se que o processo de escovação ao longo das superfícies dos CPs não tenha influenciado na leve diminuição da resistência fornecida pelas matrizes das misturas. Apesar da pequena deterioração superficial provocada pelo processo da escovação, não se espera maior penetração da água nos poros e, maior movimento desta na matriz (durante o processo de imersão e secagem) de modo que a mesma influencie na lixiviação de produtos químicos da cimentação e contribua para uma maior porosidade proveniente da perda do número de contatos da cimentação entre os grãos.

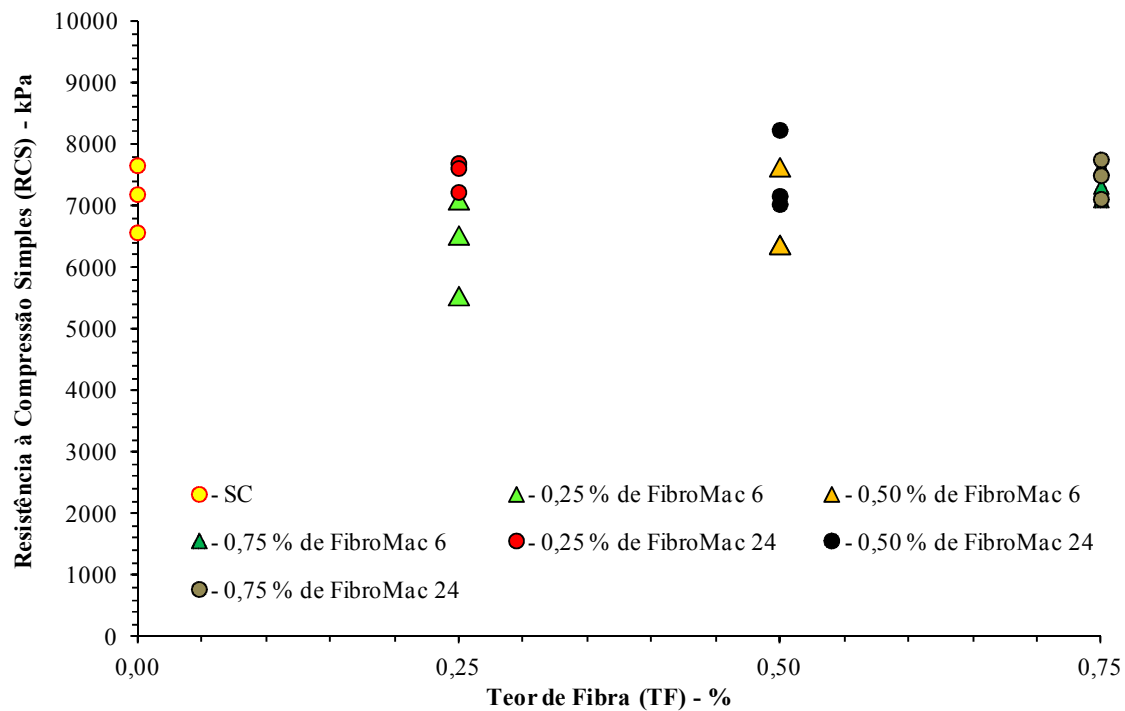


Figura 6.32 – Resistência à compressão simples pós escovação versus teor e comprimento das fibras nos CPs

Na Tabela 6.8 detalham-se os valores das resistências obtidas dos CPs de referência (números de cor azul em negrito) em relação aos CPs submetidos ao processo de perda de massa.

As resistências contidas nesta tabela já se encontram subtraídas do valor da resistência de contribuição desenvolvida pela sucção, ou seja, corresponde apenas a resistência desenvolvida pela coesão de cimentação por parte do cimento e pela influência das fibras. Verificou-se que para todos os corpos de prova a influência da sucção foi inferior a 2 % da resistência desenvolvida apenas pela cimentação e a fibra, este fato comprova que o período de dois dias em imersão, depois do término do ensaio de durabilidade, contribuiu de maneira positiva para um grau de saturação satisfatório de forma a minimizar a contribuição da sucção na resistência dos compósitos.

Tabela 6.8 – Resistência à compressão simples versus teor e comprimento das fibras e influência da sucção nos CPs de durabilidade

Tipo de Fibra	Teor de Fibra	Resistência á Compressão Simples - (kPa)	Sucção - (kPa)	Sucção Média - (kPa)	Influência da Sucção - (%)
Apenas Solo + 5 % de Cimento ARI		7672,41	63,00	83,00	0,82
		7204,06	112,00		1,55
		6583,75	74,00		1,12
6mm	0,25	7110,68	63,50	54,33	0,89
		6538,35	52,00		0,80
		5555,12	47,50		0,86
	0,50	7646,65	45,00	36,83	0,59
		6388,52	36,50		0,57
		6385,07	29,00		0,45
	0,75	7649,16	19,50	26,00	0,25
		7336,46	34,00		0,46
		7117,31	24,50		0,34
24mm	0,25	7709,03	36,00	34,83	0,47
		7239,17	31,50		0,44
		7627,96	37,00		0,49
	0,50	8247,46	35,50	27,67	0,43
		7175,33	22,00		0,31
		7043,61	25,50		0,36
	0,75	7766,12	14,00	26,00	0,18
		7128,49	31,00		0,43
		7509,81	33,00		0,44

Durante a realização do ensaio de sucção, pelo método do papel-filtro, evitou-se cometer o mesmo erro realizado durante os ensaios de compressão simples sem ciclos de molhagem e secagem, onde se utilizou tamanhos relativamente maiores do papel.

No presente ensaio o tipo de papel foi recortado em tamanhos menores de modo a favorecer um melhor contato entre o mesmo e a zona onde se formou a cunha de ruptura. Na Tabela 6.8 detalham-se os valores obtidos das sucções presentes nos CPs assim como sua média e parcela de influência na resistência.

Observa-se com base nos dados da Tabela 6.8 que os maiores valores alcançados pela sucção foram obtidos apenas pelo solo cimentado sem a presença das fibras e, também se verifica que quanto maior o teor de fibra incorporado a matriz menor é o valor da sucção.

Pode-se justificar esse fenômeno com base no fato de que, as fibras contribuem para maior permeabilidade da matriz do compósito formado, de modo que, quanto maior o teor de fibras

incorporado maior, será a facilidade da penetração da água nos poros e menor será a influência da capilaridade para a sucção.

Evitou-se realizar esta análise nos ensaios de compressão simples sem ciclos de molhagem e secagem uma vez que o processo de medição da sucção, em alguns corpos de prova, foi influenciado por um contato deficiente de aderência entre o papel-filtro e a zona de formação da cunha de ruptura.

Na Figura 6.33 ilustra-se o comportamento da sucção média em função do teor e comprimento das fibras. Observa-se que a fibra de comprimento menor desenvolve uma correlação mais satisfatória entre a diminuição da sucção com o aumento do teor das fibras, quando comparada à fibra de maior comprimento.

Este fato pode estar relacionado com o processo de disposição das fibras na matriz e principalmente com o aumento no número de vazios na matriz dos compósitos que aumenta, com o aumento do teor das fibras. Aumentando o número de vazios, aumenta-se a permeabilidade da matriz que facilita a entrada da água nos poros e proporciona maior grau de saturação e reduz o potencial da sucção.

Em se tratando dos valores dos CPs de referência (CPs não submetidos à escovação), observa-se que, independentemente do teor utilizado assim como o tamanho, as fibras pouco influenciou no aumento da resistência última dos compósitos.

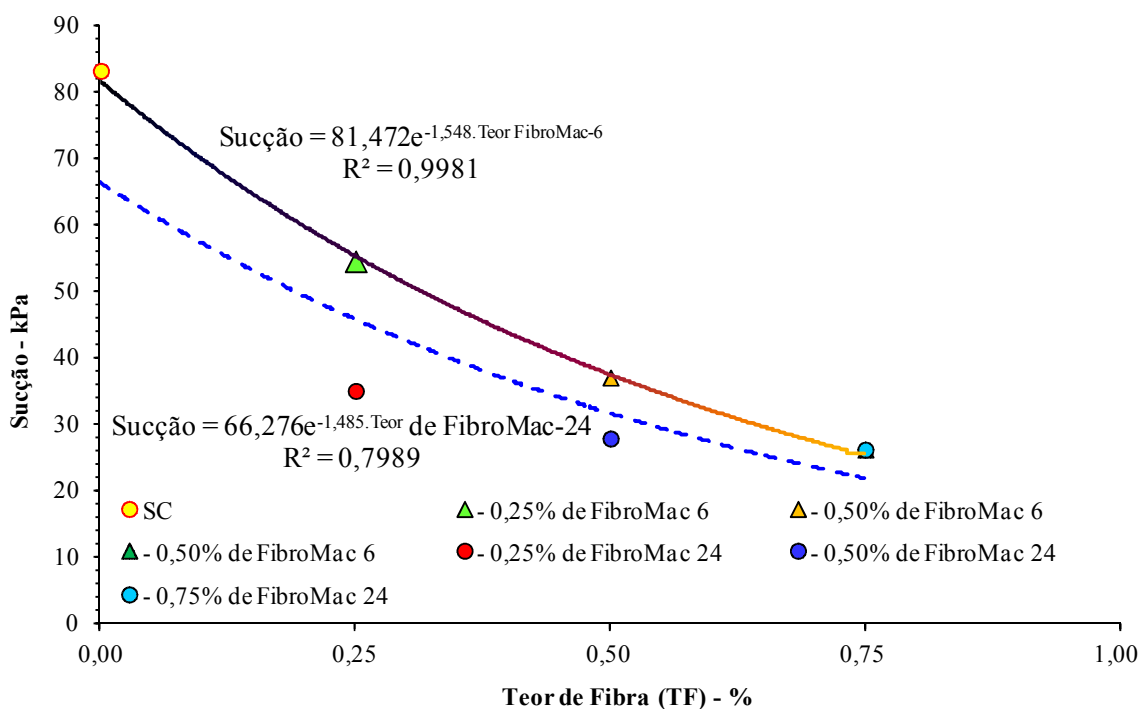


Figura 6.33 – Relação entre sucção e comprimento e teor das fibras

Por meio da Figura 6.34 ilustra-se o gráfico da resistência média à compressão não confinada em função dos teores e dos comprimentos utilizados das fibras.

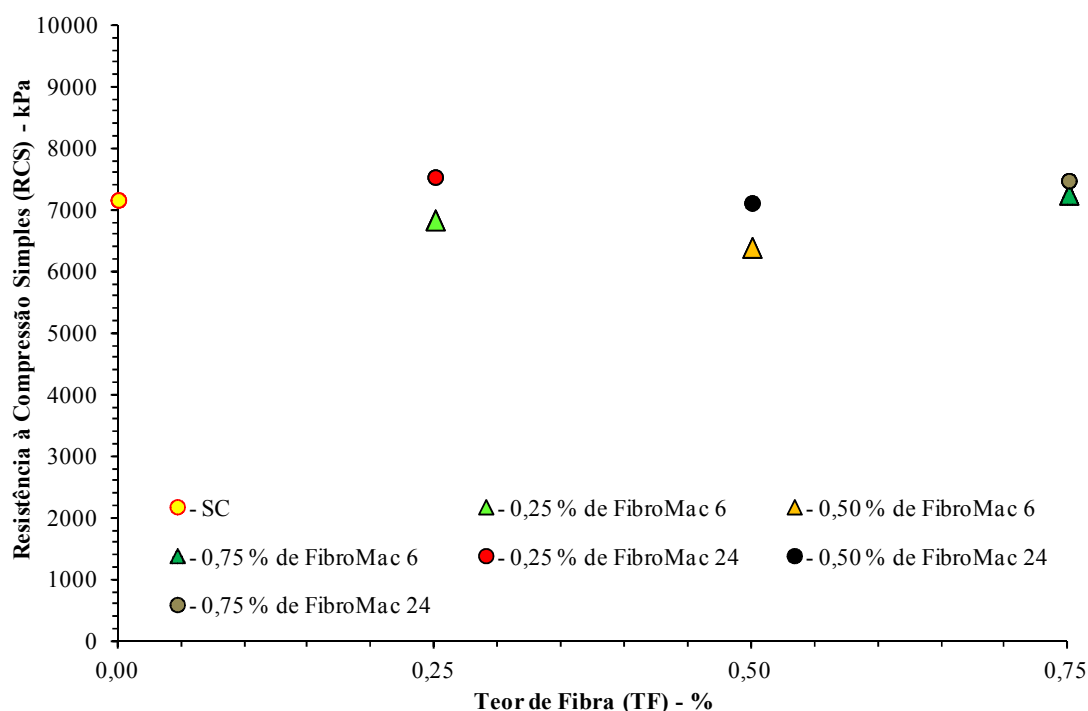


Figura 6.34 – Relação entre a média da resistência à compressão não confinada versus teor e comprimento das fibras

Visualiza-se na Figura 6.34 que, para os teores de 0,25 e 0,50 % de incorporação de fibras à matriz, a resistência à compressão simples desenvolvida pela fibra menor ficou reduzida vindo a sofrer um aumento para o teor de 0,75 %.

Em relação à fibra de maior comprimento, observa-se inicialmente um pequeno aumento da resistência para o teor de 0,25 %, seguida de uma redução para o teor de 0,50 % e depois um novo aumento para o teor de 0,75 %.

Todas essas comparações estão sempre relacionadas à resistência da mistura de solo + cimento, ou seja, uma mistura que contém 0,00 % de fibra. Também observa-se que a variação da resistência à compressão em função do teor da fibra de menor comprimento apresentou o comportamento dos ensaios de compressão simples sem ciclos de molhagem e secagem.

Na Tabela 6.9 detalham-se os valores das resistências médias das misturas e as respectivas percentagens de aumento e redução em relação à mistura de solo + cimento.

Tabela 6.9 – Valores de resistências a compressão simples obtidas pelos CPs após ensaio de durabilidade

Tipo de Fibra	Teor de Fibra	Resistência á Compressão Simples - (kPa)	Resistência Média - (kPa)	Contribuição das Fibras na Resistência - (%)
Apenas Solo + 5 % de Cimento ARI		7672,41 7204,06 6583,75	7153,41	-
F6mm	0,25	7110,68 6538,35 5555,12 → Desprezado	6824,52	-4,60
		7646,65 → Desprezado 6388,52 6385,07	6386,79	-10,72
		7649,16 7336,46 7117,31	7367,65	2,99
	0,25	7709,03 7239,17 7627,96	7525,38	5,20
		8247,46 → Desprezado 7175,33 7043,61	7109,47	-0,61
		7766,12 7128,49 7509,81	7468,14	4,40

Com base nas descrições realizadas na revisão de literatura do presente ensaio e nas relatadas nos ensaios anteriores, verifica-se que o aumento da temperatura até $71 \pm 2^{\circ}\text{C}$ durante as seis etapas de secagem e mais 24 horas em estufa a 100°C , teve influência muito significativa nas propriedades do cimento e das fibras.

Mesmo utilizando o cimento de alta resistência inicial após sete dias de cura em câmara úmida, observa-se que o aumento da temperatura, ainda contribuiu de maneira muito significativa no aumento da resistência dos compósitos desenvolvidos devido possivelmente a uma aceleração no processo de hidratação dos produtos do cimento. Segundo Mehta & Monteiro (1994) uma temperatura de cura elevada aumenta a resistência inicial, mas pode comprometer a resistência final do material cimentado. Uma hidratação rápida resulta numa estrutura mais pobre, mais porosa, e numa distribuição mais desuniforme dos produtos de hidratação no interior da pasta.

Quanto à contribuição das fibras na matriz, uma vez que as mesmas foram submetidas a uma temperatura de 100°C , embora não seja o ponto de fusão da fibras utilizadas que é de 160°C , talvez

tenham comprometido seu comportamento mecânico de tal modo que reduziu sua eficiência na resistência à compressão não confinada na matriz de solo + cimento. Segundo Falorca (2002) temperaturas baixas e elevadas provocam, respectivamente, um endurecimento e um amolecimento das fibras e, portanto, talvez essa variação elevada de temperatura tenha influenciado na resistência estrutural da própria fibra.

Outro fator que também pode justificar a pouca influência das fibras na resistência última dos compósitos é que o grau de cimentação desenvolvido pelo aumento da temperatura foi tão elevado que a incorporação das fibras pouco influencia na resistência de pico ou até mesmo reduz a resistência última.

Com base nos resultados obtidos e na revisão de literatura descrita, verifica-se que a incorporação das fibras na matriz do solo + cimento é positiva, visto que se a resistência inicial desenvolvida pela cimentação pelo aumento da temperatura, venha sofrer uma redução ao longo do tempo (o que é previsto), as fibras nesse momento começam a exercer seu desempenho.

Na Tabela 6.10 detalha-se a comparação entre a média dos valores das resistências obtidas dos corpos de prova submetidos e não submetidos ao ensaio de durabilidade. Observa-se claramente que o elevado acréscimo da resistência foi desenvolvido única e exclusivamente pela rápida hidratação do cimento devido à alta temperatura a qual a mistura foi submetida. Esse aumento da temperatura contribuiu para obtenção de uma resistência quase duas vezes maior do que a resistência obtida quando os CPs foram curados na câmara úmida.

Tabela 6.10 – Comparação entre os valores de resistências a compressão simples obtidas com e sem ensaio de durabilidade

Tipo de Fibra	Teor de Fibra	Resistência Média à Compressão Simples - (kPa)		Comparação Entre as Resistências Obtidas Sem e Com a Realização do Ensaio de Durabilidade - (%)
		Sem Ensaio de Durabilidade	Com Ensaio de Durabilidade	
Apenas Solo + 5 % de Cimento ARI		3370	7153	112,27
FibroMac 6 mm	0,25	3640	6825	87,49
	0,50	3489	6387	83,06
	0,75	3591	7368	105,17
FibroMac 24 mm	0,25	3656	7525	105,84
	0,50	3747	7109	89,74
	0,75	3929	7468	90,08

6.3.2 – Análise da Relação: Índice de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras

Com o objetivo de analisar a variação do índice de vazios após a realização dos ciclos de molhagem e secagem, foi desenvolvido o gráfico da relação índice de vazios versus teor e comprimento das fibras que encontra-se ilustrado na Figura 6.35.

Para cálculo do índice de vazios utilizou-se os dados obtidos após o término do ensaio de durabilidade, portanto, utilizaram-se os dados da massa seca, obtida após o período de 24 horas em estufa a 100°C .

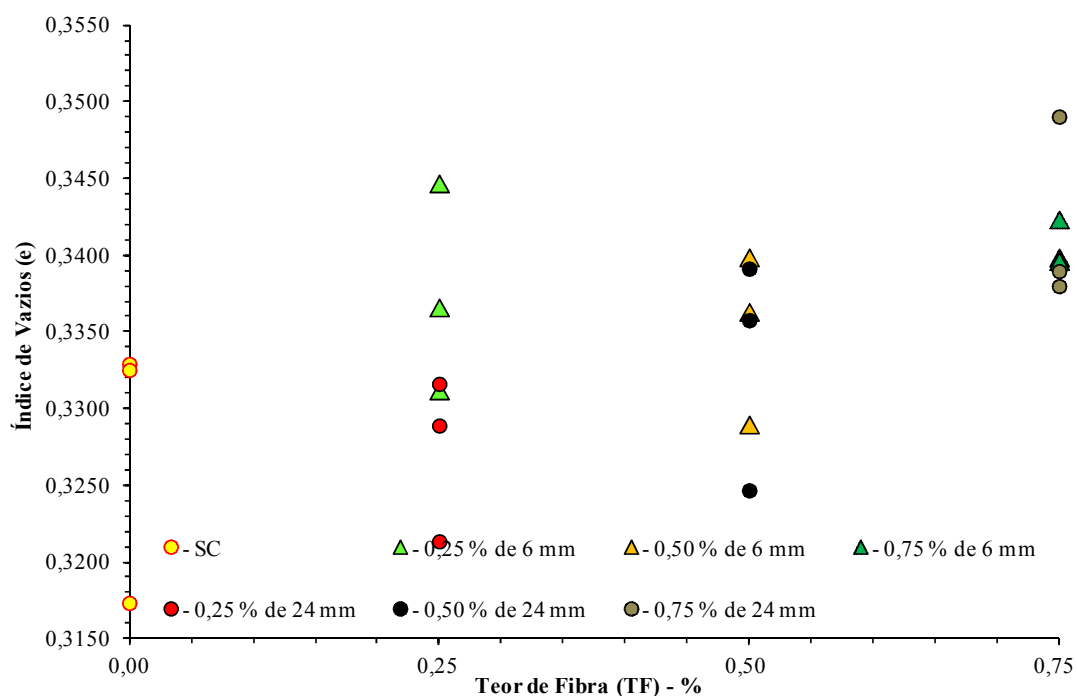


Figura 6.35 – Relação entre índice de vazios e teor e comprimento das fibras

Com base no gráfico, verifica-se o mesmo comportamento obtido para os CPs submetidos ao ensaio de compressão não confinada sem serem submetidos ao ensaio de durabilidade, ou seja, o índice de vazios aumenta com o aumento do teor de fibras incorporadas à matriz.

Apesar do processo de moldagem dos CPs ter sido o mesmo, observa-se que para o teor de 0,25 % da fibra de menor tamanho, houve um acréscimo no índice de vazios quando comparado ao mesmo teor para a fibra de maior tamanho, embora, de maneira geral, este acréscimo não seja considerado elevado.

Para melhor visualização da relação índice de vazios versus teor e comprimento das fibras, apresenta-se o gráfico ilustrado Figura 6.36. De modo geral, não se observa uma correlação

satisfatória para a quantidade de amostras envolvidas na análise, embora para a fibra de maior comprimento verifica um coeficiente de correlação mais elevado ($R^2 = 0,8517$).

Quando comparado aos resultados do ensaio de compressão simples sem durabilidade, para o teor de 0,50 %, a fibra de maior tamanho apresentou um índice de vazios levemente superior comparado à fibra menor, entretanto este comportamento não foi observado após o ensaio de durabilidade.

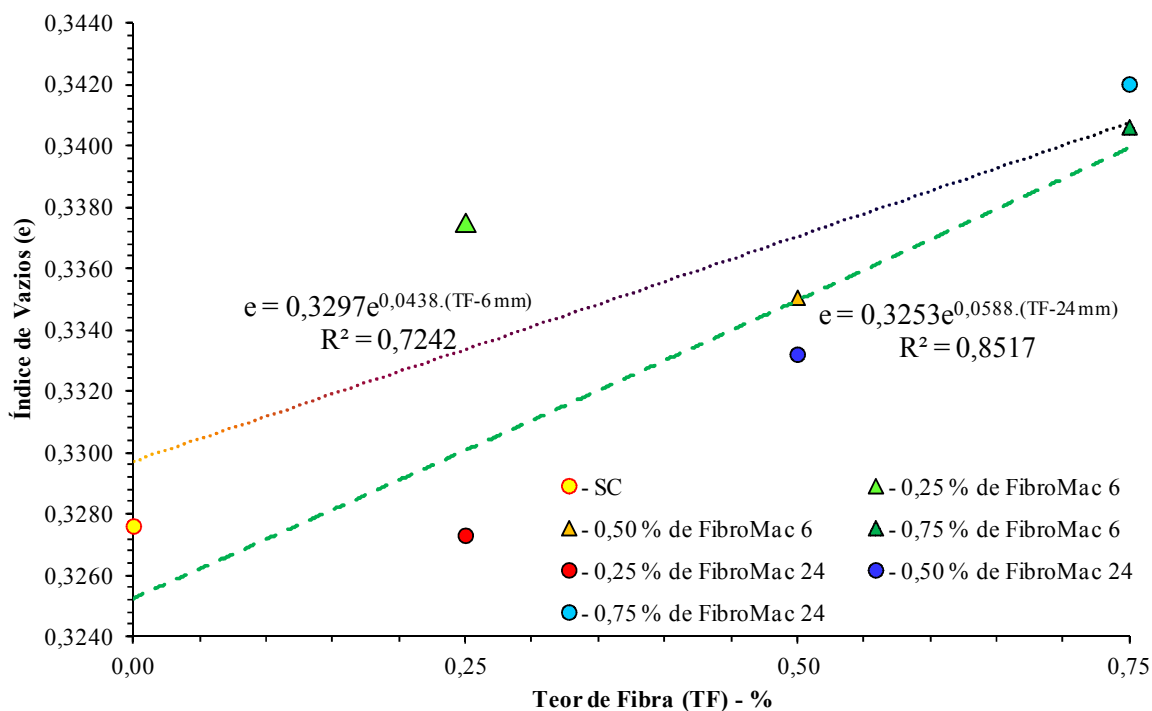


Figura 6.36 – Relação entre índice de vazios médio e o teor e comprimento das fibras

Acredita-se que todos os resultados obtidos, relacionados aos índices físicos, tais como: índice de vazios, porosidade e conteúdo de ar, dos compósitos submetidos ao ensaio de durabilidade, estão relacionados exclusivamente aos dados obtidos após a etapa de moldagem dos CPs, e não são, consequentemente, influenciados internamente pelos ciclos de molhagem e secagem.

6.3.3 – Análise da Relação: Volume de Vazios Versus Teor e Comprimento das Fibras

Tendo como objetivo obter melhor relação entre os vazios existentes em toda a massa dos CPs após a realização do ensaio de durabilidade, relacionou-se o volume de vazios de cada corpo de prova com os teores e comprimentos das fibras utilizadas (ver Figura 6.37).

Uma vez que o volume de vazios é calculado multiplicando o volume do corpo de prova pelo índice de vazios presentes na estrutura do material, observa-se dessa maneira o mesmo

comportamento obtido para relação entre o índice de vazios com o teor e o comprimento das fibras. Verifica-se obviamente uma proporcionalidade entre o aumento do teor de fibra com o aumento do volume de vazios (fato este já justificado anteriormente no ensaio de compressão simples no mesmo subtópico c)). Este ajuste dado pelo R^2 está abaixo do valor crítico para obtenção de um coeficiente de correlação satisfatório a nível estatístico para ambos os tamanhos de fibras utilizadas, mesmo considerando o maior nível de significância $\alpha = 5 \%$ e o número de observações $N = 4$ (0, 0,25, 0,50 e 0,75 %).

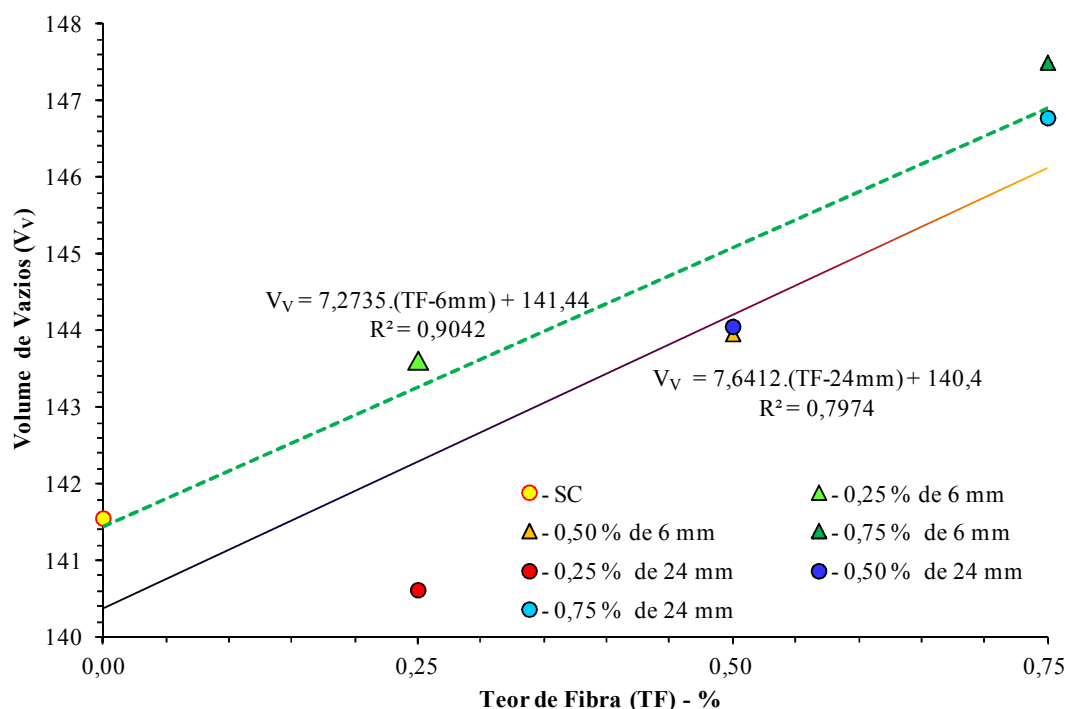


Figura 6.37 – Relação entre o volume de vazios médio e os teores e comprimentos das fibras

6.3.4 – Análise da Relação: Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras

Uma vez que os compósitos foram submetidos a um processo de envelhecimento acelerado por meio da realização de ciclos de molhagem e secagem, visando simular as condições de degradação pela ação do ambiente em que serão construídos, faz-se necessário, analisar os parâmetros do comportamento mecânico desses materiais, e um dos parâmetros mais importante, é o módulo de elasticidade (E_i).

Na Figura 6.38 ilustra-se o comportamento dos módulos de elasticidade dos materiais desenvolvidos. Verifica-se que, mesmo após a realização do ensaio de durabilidade, o comportamento obtido pelas misturas é o mesmo para as que não foram submetidas aos ciclos de

molhagem e secagem: há redução muito significativa do módulo de elasticidade tangente inicial com o aumento da incorporação das fibras na matriz do solo cimentado.

Também verifica-se que esta redução foi mais significativa para a fibra de menor comprimento, independentemente do teor utilizado. Fazendo uma comparação entre os comportamentos dos módulos para as misturas não submetidas e submetidas ao ensaio de durabilidade, observa-se que para os teores de 0,25 e 0,50 % a fibra de menor comprimento apresenta um módulo de elasticidade maior do que a fibra de comprimento maior, quando os CPs não foram submetidos aos ciclos de molhagem e secagem. Para o teor de 0,75 % a fibra de maior comprimento passou a apresentar módulo um pouco elevado em comparação à fibra menor.

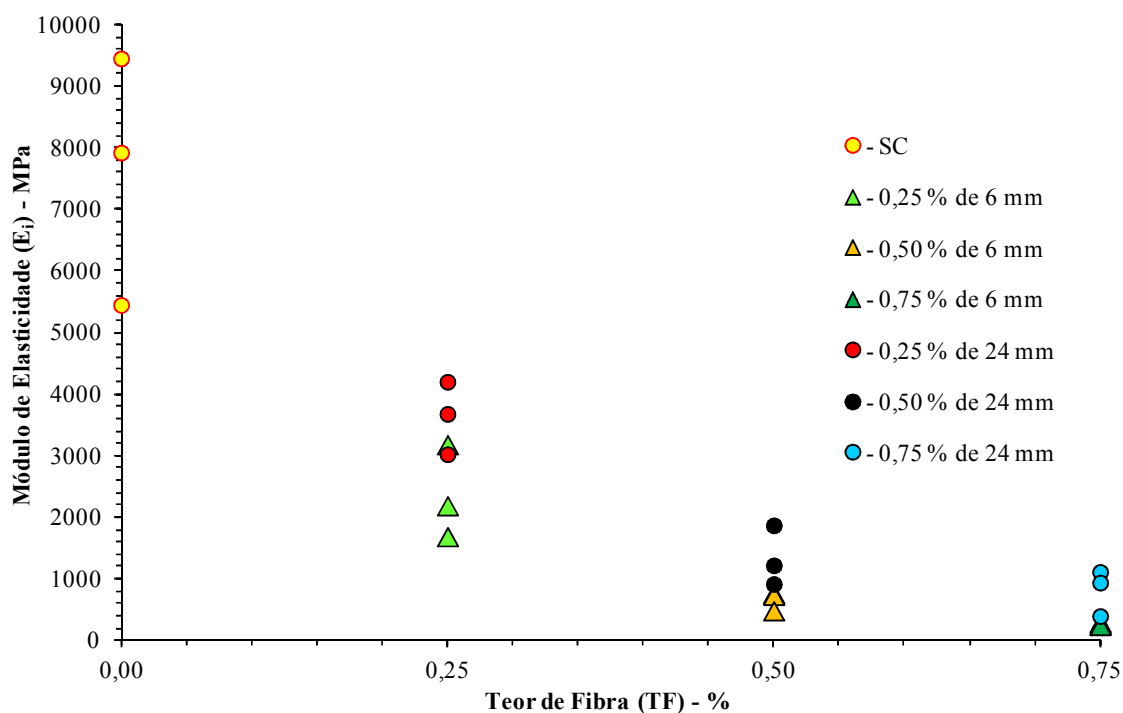


Figura 6.38 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente inicial e os teores e comprimentos das fibras

O módulo de elasticidade foi determinado seguindo o mesmo procedimento de cálculo desenvolvido no item e) do sub-tópico 7.1.4. Como já se sabe, o módulo de elasticidade é função da força aplicada e da respectiva extensão sofrida. Pode-se justificar a redução do módulo tangente inicial (E_i) da fibra menor, em comparação à fibra maior, devido ao fato desta última admitir para todos os teores uma resistência maior do que a fibra de menor dimensão longitudinal. Para se obter melhor compreensão do comportamento do parâmetro diante do teor e comprimento das fibras, ilustra-se na Figura 6.39 a média do módulo de elasticidade em função das variáveis investigadas.

Observa-se que, para as condições em que foi realizado o ensaio, existe uma boa correlação entre as variáveis investigadas e o parâmetro analisado.

Verifica-se uma relação satisfatória ($R^2 = 0,995$) entre a redução do módulo de elasticidade com o aumento do teor da fibra de 6 mm e também para a fibra de 24 mm. Fica evidenciado que a fibra maior, após a grande variação de temperatura sofrida, contribuiu para maior resistência e menor deformação axial.

Uma distribuição mais homogênea por parte da fibra maior na matriz também favorece a redução menos acentuada do módulo de elasticidade quando comparada ao da fibra menor. Outro fator que também pode ter influenciado neste resultado é o maior número de contato entre os grãos que a fibra de comprimento maior admite.

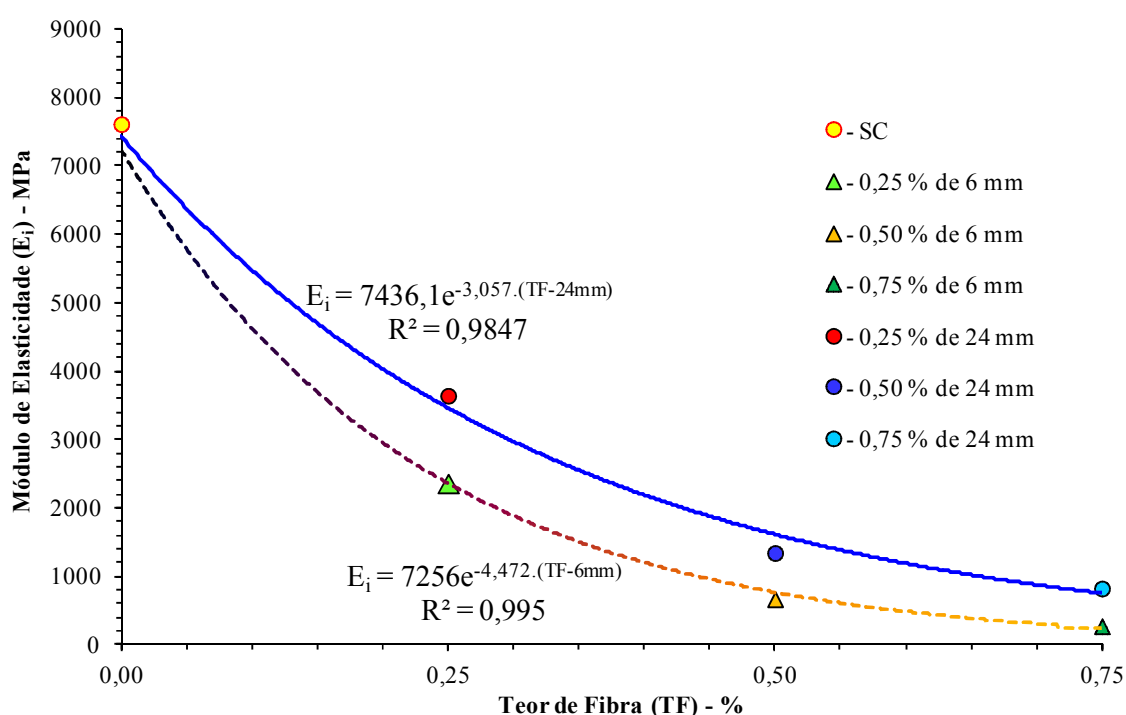


Figura 6.39 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente inicial médio e os teores e comprimentos das fibras

Na Tabela 6.11 detalham-se os valores dos módulos de elasticidade de cada compósito formado e seu grau de redução quando comparado apenas ao solo cimentado. Verifica-se inicialmente uma redução da ordem de mais de 50 % para ambas as fibras. Para o teor máximo de fibra essa redução do módulo foi de 96,34 % para a fibra menor e 89,10 % para a fibra maior.

Fica evidenciado claramente que a presença das fibras na matriz cimentada influencia de maneira muito significativa o comportamento mecânico dos parâmetros geotécnicos (tensão de pico, deformação pós-ruptura, módulos, etc), mesmo se o teor incorporado for mínimo como no

caso 0,25 %. Foi observado também que, para ambas as fibras, a redução do módulo tangente é mais elevado entre os teores de 0,25 e 0,50 %, e menos pronunciado entre os teores de 0,50 e 0,75 % (ver tabela 6.11).

Tabela 6.11 – Valores dos módulos de elasticidade tangente inicial nas misturas em função do teor de fibras

Tipo de Fibra	Teor de Fibras - (%)	Módulo de Young – (MPa)	Redução de Módulo - (%)
-	0,00	7620	0,00
FibroMac-6	0,25	2365	68,96
	0,50	674	91,16
	0,75	279	96,34
FibroMac-24	0,25	3649	52,12
	0,50	1350	82,29
	0,75	831	89,10

Este fato pode ter explicação com base na disposição da quantidade de fibras incorporadas, ou seja, está relacionado à resistência adquirida assim como a extensão sofrida. Por exemplo, para a fibra de menor tamanho foi observado em ambos os ensaios, com e sem ciclos de molhagem e secagem, que a resistência obtida para o teor de 0,50 % de fibra é menor quando comparada a resistência obtida para os teores de 0,25 e 0,75 %.

Porém, também se verificou que quanto maior o teor de fibra incorporado maior é a extensão mobilizada para a mistura atingir a ruptura, sendo assim, justifica-se uma redução mais acentuada entre os teores de 0,25 e 0,50 % do que entre os teores de 0,50 e 0,75 %.

Como a fibra de maior comprimento também apresentou o mesmo comportamento de redução de resistência para o teor de 0,50% e resistências maiores para os teores de 0,25 e 0,75%, acompanhado de um aumento da extensão conforme aumenta o teor incorporado à matriz, justifica-se, portanto, os resultados obtidos na Tabela 6.11.

Esse comportamento não foi o mesmo para a respectiva fibra, quando do ensaio de compressão não confinada sem os ciclos de molhagem e secagem.

Na Tabela 6.12 detalham-se os valores dos módulos de elasticidades obtidos após a realização do ensaio de compressão não confinada para os CPs submetidos e não submetidos ao ensaio de durabilidade.

Observa-se que, apesar do elevado aumento de resistência desenvolvido em todas as misturas pela aceleração da hidratação do cimento devido ao aumento da temperatura, verifica-se um decréscimo do módulo de elasticidade nas misturas que tiveram incorporadas em sua matriz a

fibra de menor tamanho. Este fato também é verificado para a mistura contendo o teor de 0,25 % da fibra de maior comprimento.

Sendo assim, a única explicação para este comportamento encontra-se no valor da extensão sofrida que, possivelmente para esses tipos de misturas teve valores bastante elevados.

Tabela 6.12 – Comparações entre módulos de elasticidade tangente inicial das misturas submetidas e não submetidas ao ensaio de durabilidade

Tipo de Fibra	Teor de Fibra	Módulo de Elasticidade Médio - (MPa)		Diferença Entre os Módulos Obtidos Sem e Com a Realização do Ensaio de Durabilidade - (MPa)
		Sem Ensaio de Durabilidade	Com Ensaio de Durabilidade	
Apenas Solo + 5 % de Cimento ARI		6339	7620	1281,60
FibroMac 6 mm	0,25	4598	2365	-2232,40
	0,50	1237	674	-563,65
	0,75	332	279	-53,38
FibroMac 24 mm	0,25	4116	3649	-466,98
	0,50	806	1350	543,97
	0,75	629	831	202,16

6.3.5 – Análise da Relação: Extensão Axial (E_i) Versus Teor e Comprimento das Fibras

Uma vez que foi verificado aumento bastante significativo na resistência, porém, acompanhada de uma redução do módulo de elasticidade, para todos os teores da fibra menor e apenas para o teor de 0,25 % da fibra maior, faz-se necessário, analisar o comportamento da extensão sofrida, já que o módulo de elasticidade ou módulo de Young é função de ambos os parâmetros (resistência e extensão).

Na Figura 6.40 apresenta-se o comportamento das extensões sofridas relacionadas às respectivas tensões de ruptura de cada mistura. Observa-se mais uma vez o mesmo comportamento obtido para as misturas não submetidas aos ciclos de molhagem e secagem, ou seja, o aumento da magnitude da extensão de acordo o acréscimo do teor de fibras. E este processo ocorre aumentando a quantidade de fibras na matriz, esta por sua vez tende ao desenvolvimento do efeito “esponja”, que desencadeia deformações maiores para iniciarem o desenvolvimento da sua resistência as solicitações impostas.

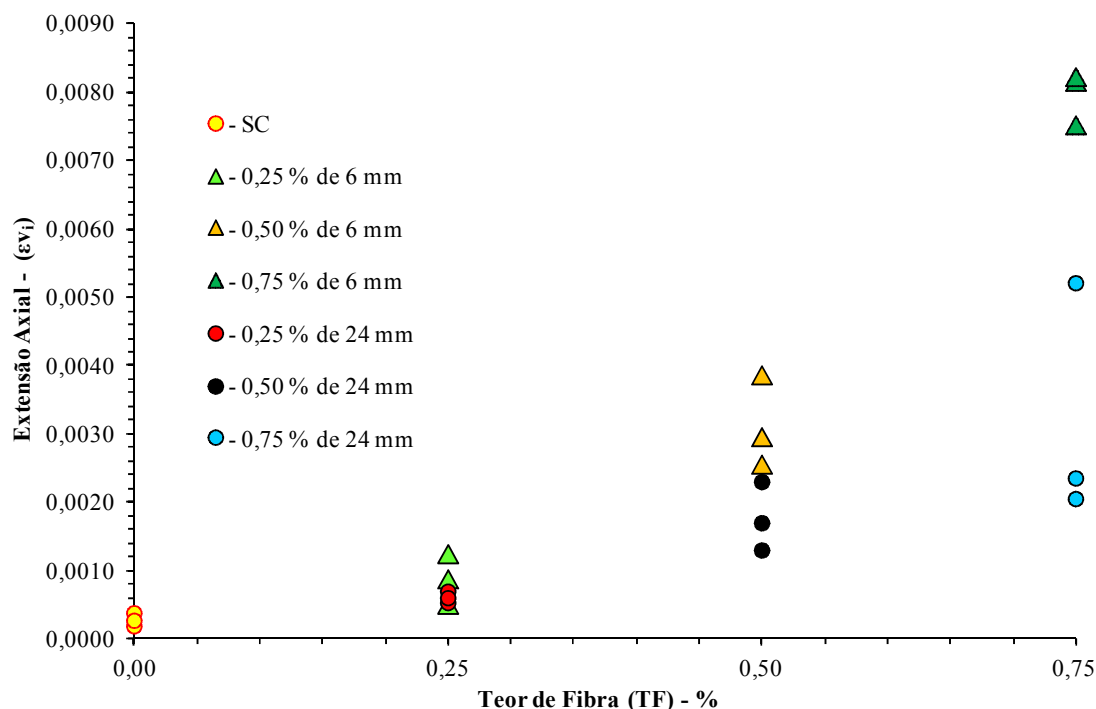


Figura 6.40 – Relação extensão versus teor e comprimento das fibras

Verifica-se por meio do gráfico que, independentemente do teor incorporado, a fibra de menor comprimento sempre apresenta uma extensão maior do que a fibra maior. Para o teor de 0,25 %, a fibra menor apresenta um leve aumento na magnitude de extensão em relação à fibra maior, porém, a partir do teor de 0,50 % já se verifica um aumento mais elevado na extensão da fibra, de modo que para o teor de 0,75 % a discrepância entre as extensões de ambas as fibras é considerada bastante elevada.

O fato da fibra menor ter desenvolvido extensão mais acentuada, pode ser devido à sua disposição na matriz, conforme explicações anteriormente descritas (ver item e) do sub-tópico 7.2.3).

Por meio da Figura 6.41 verifica-se uma boa relação existente entre a média das extensões na ruptura dos CPs e o teor de fibra incorporado à matriz de solo + cimento. Para ambos os comprimentos das fibras, é nítida a proporcionalidade entre o aumento da extensão correspondente à resistência de ruptura, com o acréscimo da incorporação das fibras na matriz cimentada.

Comparando os valores das extensões desenvolvidas nos materiais que continham fibras em sua matriz com o solo-cimento, observa-se claramente um grande aumento da extensão necessária para atingir a ruptura dos CPs. Na Tabela 6.13 detalham-se os valores médios das extensões de cada material formado, assim como sua comparação em relação à extensão do solo + cimento.

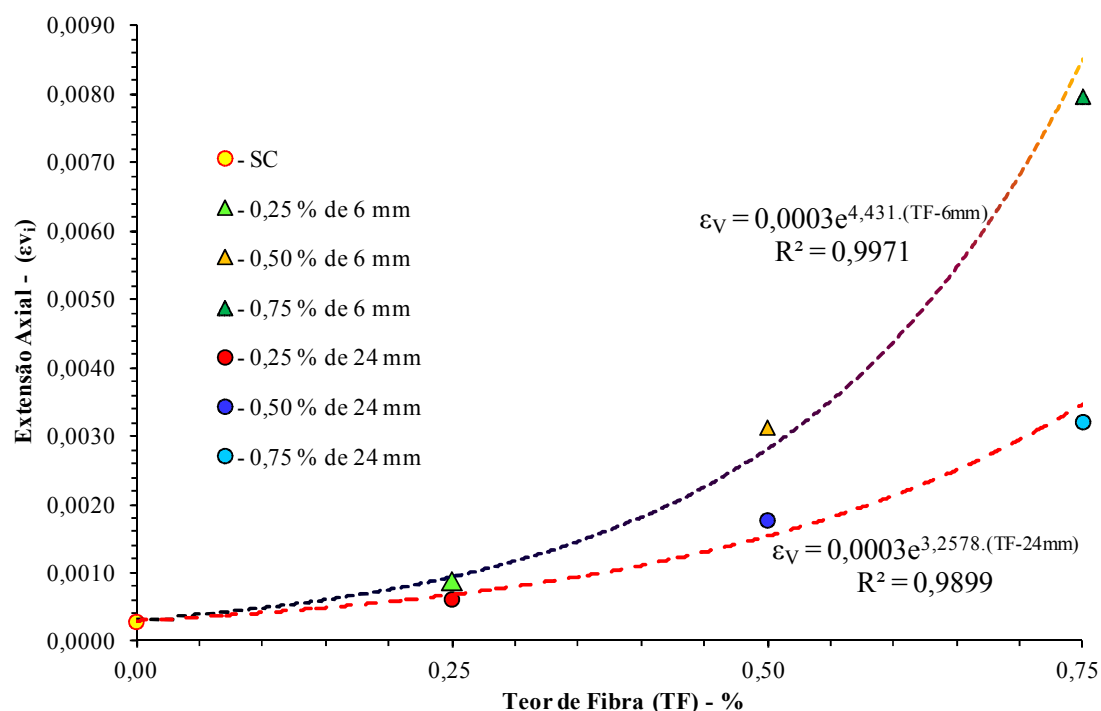


Figura 6.41 – Relação extensão média versus teor e comprimento das fibras

Tabela 6.13 – Valores das extensões lineares verticais nas misturas

Tipo de Fibra	Teor de Fibras - (%)	Extensão Axial – (Adimensional)	Aumento de Extensão - (%)
-	0,00	0,000302	0,00
FibroMac-6	0,25	0,000897	197
	0,50	0,003142	941
	0,75	0,007976	2543
FibroMac-24	0,25	0,000631	109
	0,50	0,001785	492
	0,75	0,003222	968

Verifica-se com base nos dados contidos na Tabela 6.13 que, para o teor de 0,75 % da fibra de 6 mm, o aumento da extensão é da ordem de 2543 % em relação à extensão de ruptura do solo-cimento. Esse elevado aumento da extensão pode ter sido influenciado pela alta temperatura a qual o material constituinte da fibra foi submetido, embora a temperatura de fusão do polipropileno seja da ordem de 160°C.

Para analisar a influência do ensaio de durabilidade na extensão axial vertical das misturas, detalham-se na Tabela 6.14 os dados das extensões sofridas com e sem a realização do ensaio de durabilidade, assim como o resultado das comparações entre si, considerando como referência a extensão sofrida sem realização do ensaio de durabilidade.

Verifica-se em todos os casos um aumento da extensão sofrida, possivelmente também provocado pela ação do cimento que proporcionou um aumento bastante elevado na resistência. Este fato pode ser comprovado comparando, apenas para o solo + cimento, o aumento da extensão vertical entre os ensaios de compressão simples com e sem a realização do ensaio de durabilidade: aumento da extensão de 76 %.

Observa-se também que os materiais que tiveram em sua matriz a incorporação da fibra menor, apresentam maior extensão após serem submetidos aos ciclos de molhagem e secagem, e este aumento desenvolve redução conforme o aumento do teor das fibras. As fibras de maior comprimento também apresentaram extensões maiores, porém, bem inferiores quando comparadas às extensões sofridas pela fibra menor.

Tabela 6.14 – Valores das extensões lineares verticais nas misturas

Tipo de Fibra	Teor de Fibra	Extensão axial Vertical - (Adimensional)		Diferença Entre as Extensões Obtidas Sem e Com a Realização do Ensaio de Durabilidade - (%)
		Sem Ensaio de Durabilidade	Com Ensaio de Durabilidade	
Apenas Solo + 5 % de Cimento ARI		0,00017	0,000302	76
FibroMac 6 mm	0,25	0,00025	0,000897	257
	0,50	0,00090	0,003142	250
	0,75	0,00344	0,007976	132
FibroMac 24 mm	0,25	0,00028	0,000631	127
	0,50	0,00158	0,001785	13
	0,75	0,00254	0,003222	27

Não se pode afirmar precisamente o porquê do aumento da extensão após a realização do ensaio de durabilidade. Este aumento pode ter sido provocado apenas pelo aumento da resistência desenvolvida pelo aquecimento do cimento, durante os seis períodos de secagem na estufa a $71 \pm 2^{\circ}$ C e ao final mais 24 horas a uma temperatura de 100° C. Neste caso, uma resistência maior requer, maior deformação para alcançar a tensão de ruptura. Outro fator que pode ter causado o acréscimo da extensão pode ter sido o próprio material da fibra.

Quando os compósitos microrreforçados ficaram submetidos à elevada variação de temperatura, esta variação pode ter contribuído para o surgimento de um determinado tipo de fadiga no material constituinte da fibra, que contribuiu para o desenvolvimento de fluência no material polimérico. Os fatores citados também podem ter acontecido conjuntamente, neste caso, fazem-se necessários mais estudos sobre o problema em questão.

6.4 – Apresentação & Análise dos Resultados do Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Para calcular o valor da resistência a tração por compressão diametral, fez-se necessário a utilização das normas EN 13286-43/Março de 2003 e NBR-7222/1994. A resistência à tração foi calculada de acordo com a seguinte expressão matemática:

$$R_{it} = \frac{2.F}{\mu.H.D} \text{ (Equação 6.7)}$$

Onde:

- R_{it} = resistência à tração por compressão diametral, expresso em kPa (10^3 Pa);
- F = força máxima de ruptura, expressa em Newtons (N);
- H = comprimento da amostra cilíndrica expressa em milímetros (mm);
- D = diâmetro da amostra cilíndrica expresso em milímetros (mm).

Por exemplo, calculando a resistência à tração do CP-1 de solo + cimento, tem-se:

- $F = 7008,27$ N, máxima força registrada pela célula de carga para o corpo de prova após o término do ensaio;
- $H = 144,13$ mm, altura média do corpo de prova após o processo de desmoldagem;
- $D = 71,02$ mm, diâmetro médio do corpo de prova após o processo de desmoldagem.

Com os dados colocados na expressão matemática, obteve-se o seguinte valor de resistência à tração para o CP-1 de solo + 5 % de cimento:

$$R_{it} = \frac{2.F}{\mu.H.D} = \frac{2.(7008,27)}{(3,14).(144,13).(71,02)} = 0,43609 \text{ MPa} = 436,09 \text{ kPa}$$

Apresenta-se na Figura 6.42 o gráfico da relação resistência à tração por compressão diametral em função dos teores e comprimentos das fibras.

Para cada tipo de mistura desenvolvida utilizou-se apenas dois corpos de prova, portanto, trabalhou-se com o mínimo de corpos de prova permitidos. O critério de rejeição de corpos de prova que apresentavam resistências fora do intervalo de aceitação de 10 % da resistência média foi desprezado.

Os resultados apresentados no gráfico encontram-se subtraídos da influência da tensão de sucção que estava presente nos CPs. A máxima sucção registrada durante o ensaio foi de 48,75 kPa,

presente no corpo de prova moldado com 0,25 % da fibra de 24 mm, enquanto, a mínima sucção registrada foi de 5,50 kPa, presente no CP moldado com 0,50 % de FibroMac-6.

Essa variação significativa da tensão de sucção pode ter sido causada possivelmente pelo falta de um perfeito contato entre o papel-filtro e a zona onde ocorreu a fissura de ruptura. Assim, a sucção contribuiu com cerca de 10 % na resistência a tração dos CPs contendo 0,25 % da fibra de 24 mm e, 1,16 % para os CPs moldados com 0,50 % de fibra menor.

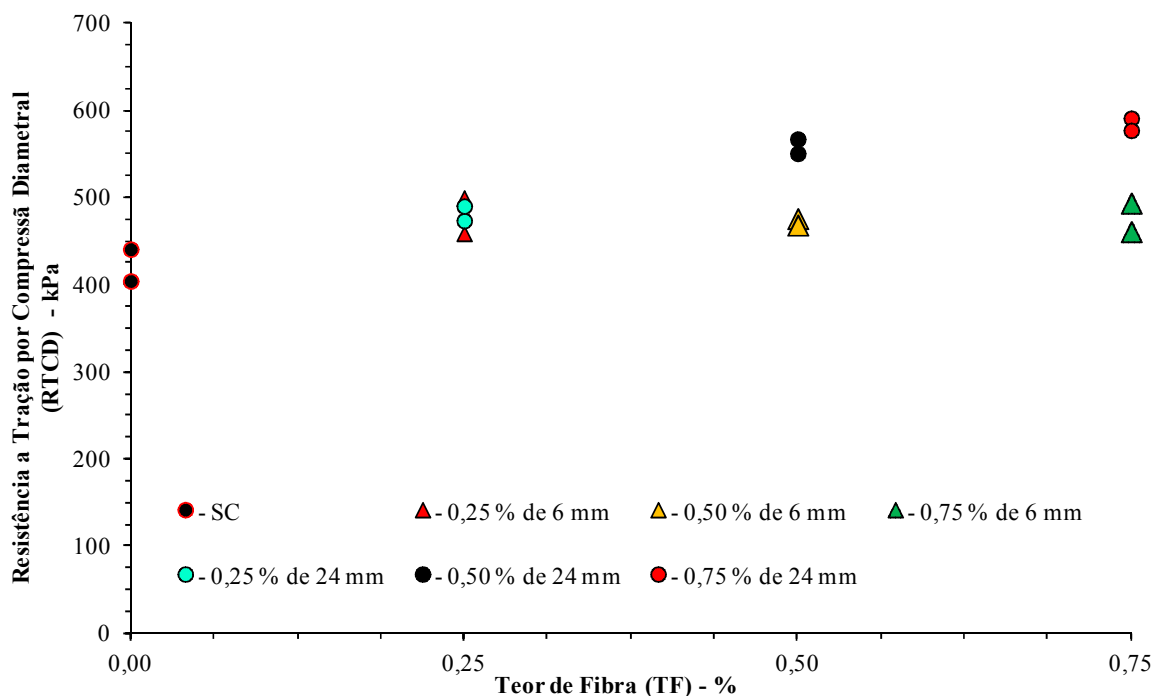


Figura 6.42 – Resistência à tração por compressão diametral versus teor e comprimento das fibras

Analisando o gráfico verifica-se que a incorporação das fibras na matriz de solo-cimento proporcionou um acréscimo na resistência à tração do compósito formado, da mesma maneira que se observou nos ensaios de compressão não confinada.

Verifica-se que o aumento da resistência foi mais pronunciado quando se utilizou a fibra de comprimento igual a 24 mm. Observa-se que os resultados obtidos para a resistência à tração apresentam o mesmo comportamento para os resultados do ensaio de compressão não confinada. A resistência à tração aumenta com o aumento da incorporação da fibra de 24 mm. No caso da fibra de menor comprimento este aumento também é verificado, porém, sempre em proporção inferior quando comparado à resistência fornecida pela fibra maior. A fibra menor também apresenta uma leve redução na resistência à tração para o teor de 0,50 %, da mesma maneira em que foi observado para o resultado do ensaio de compressão simples.

Para analisar de maneira mais simples os resultados de tração por compressão diametral das misturas desenvolvidas, ilustra-se na Figura 6.43 a média dos resultados obtidos assim como a linha de tendência da resistência a tração em função do acréscimo do teor de fibras.

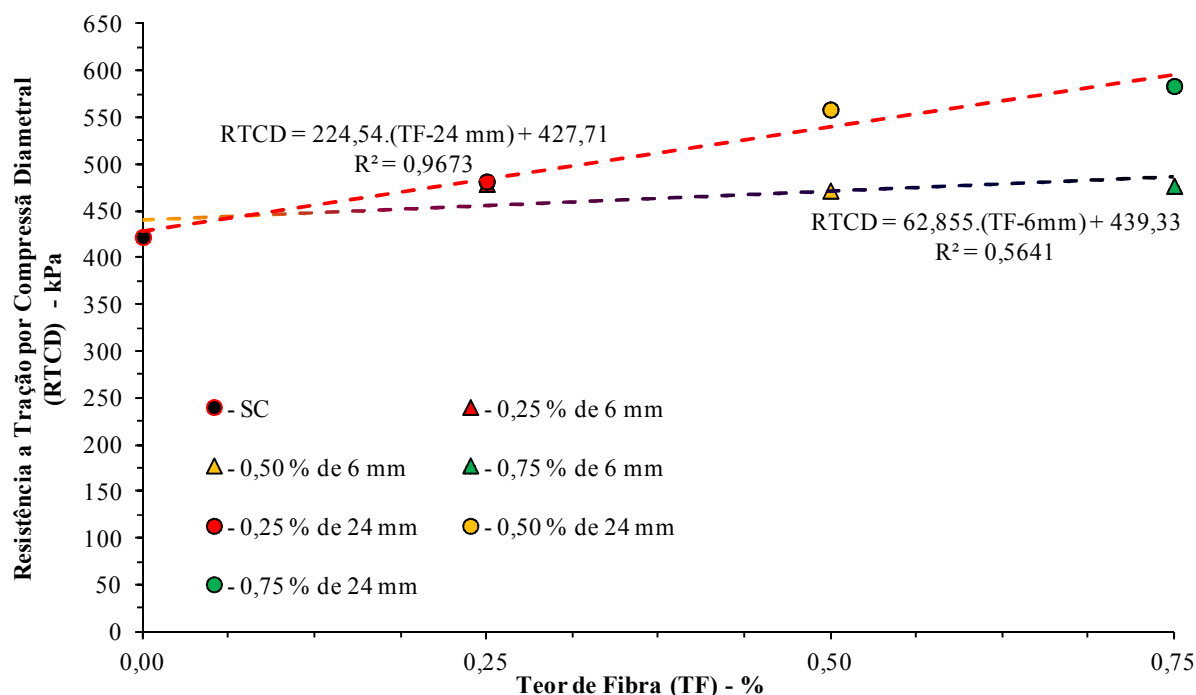


Figura 6.43 – Resistência média à tração por compressão diametral versus teor e comprimento das fibras

Verifica-se por meio do gráfico que, o aumento da incorporação da fibra de maior comprimento tem bom ajuste ($R^2 = 0,9673$) com o aumento da resistência à tração, em se tratando da fibra menor esta relação é bastante inferior ($R^2 = 0,5641$).

O aumento da resistência à tração é proporcional ao aumento da resistência à compressão simples, ou seja, sempre que um material adquire maior resistência à compressão simples, também apresenta maior resistência à tração, esta última corresponde a cerca de 9 a 16 % da resistência a compressão simples.

Sendo assim, é um pensamento ilusório acreditar que a incorporação das fibras numa matriz, cimentada ou não, aumente a resistência à tração do material muito mais do que aumenta a resistência à compressão não confinada.

Até o presente momento, nos trabalhos que relatam o uso de fibras como material de reforço, não foi encontrado nenhum caso que mostre aumento da resistência à tração fora do intervalo de 9 a 16% do valor da resistência a compressão não confinada.

Na Tabela 6.15 detalham-se os valores obtidos da resistência à tração e o acréscimo das resistências obtidas por parte das fibras em relação ao solo + cimento.

Tabela 6.15 – Valores das resistências à tração e comparação ao solo + cimento

Solo + 5 % de Cimento - (kPa)	Teor de Fibra (%)	Resistência Média Obtida - (kPa)	Acréscimo de Resistência a Tração Diametral - (%)
423	Solo + 5 % de Cimento + Fibra de 6 mm		
	0,25	479	13,2
	0,50	472	11,6
	0,75	477	12,8
	Solo + 5 % de Cimento + Fibra de 24 mm		
	0,25	482	13,9
	0,50	559	32,2
	0,75	584	38,1

Com base nos dados verifica-se de modo geral que a fibra menor induz a uma variação muito significativa na resistência à tração com o aumento do teor.

Esse comportamento possivelmente seja explicado com base nos relatos anteriores na análise dos resultados do ensaio de compressão simples: a dificuldade de separação da fibra, formação de emaranhados, dificuldade de distribuição reduzindo sua função no compósito.

Em média, a fibra menor contribui em cerca de 13 % de aumento em relação à resistência a tração do solo + cimento. A fibra de comprimento igual a 24 mm, influencia de maneira mais significativa a resistência à tração devido à melhor distribuição na matriz por apresentar uma satisfatória separação quando comparado à fibra menor e também devido ao seu tamanho que corresponde a quatro vezes o tamanho da fibra menor.

Para o teor de 0,75 % a fibra maior consegue aumentar à resistência a tração em cerca de 38,1 %. Para o teor de 0,25 % ambas as fibras apresentam praticamente o mesmo valor.

Comparando o comportamento dos resultados de ambos os tipos de ensaio verifica-se o mesmo modelo de oscilação, ou seja, para o teor de 0,25 % ambas as fibras apresentaram resultados bastantes próximos, para o teor de 0,50 % a fibra menor reduz de valor enquanto a fibra maior continua aumentando e para o teor máximo de 0,75 % a fibra menor apresenta sempre valor superior ao obtido pelo teor de 0,50 % e inferior ao teor de 0,25 % enquanto a fibra maior ainda continua aumentando a resistência de maneira quase linear. Sendo assim, pode-se concluir que o processo de homogeneização das fibras com o solo + cimento não influenciou no comportamento dos resultados obtidos.

Na Tabela 6.16, detalha-se os valores médios obtidos das resistências à compressão (sem ciclos de molhagem e secagem) e a tração dos materiais desenvolvidos e a comparação entre eles.

Analisando os resultados compreende-se que, independentemente do teor utilizado, as fibras de 6 mm contribuiu para uma resistência média à tração correspondente a 13,3 % da resistência compressão simples, enquanto a fibra maior consegue contribuir para uma resistência a tração correspondente a 14,9 % da resistência a compressão simples para os teores de 0,50 e 0,75 %. As fibras de 24 mm sempre apresentam influência mais significativa com o aumento do teor incorporado devido ao seu tamanho e a sua melhor distribuição na matriz.

Tabela 6.16 – Comparação entre os valores das resistências a compressão e tração

Tipo de Fibra	Teor de Fibra (%)	Resistências Médias - (kPa)		RTCD/RCS (%)
		Compressão Simples	Tração Diametral	
-	0,00	3370	423	12,5
FibroMac de 6 mm	0,25	3640	479	13,2
	0,50	3489	472	13,5
	0,75	3591	477	13,3
FibroMac de 24 mm	0,25	3656	482	13,2
	0,50	3747	559	14,9
	0,75	3929	584	14,9

De modo geral, comparando os resultados do ensaio de compressão simples com os de resistência a tração, percebe-se que a presença das fibras não ultrapassa o limite máximo de 16 % da resistência compressão não confinada. Entretanto, comparando o acréscimo de resistência fornecida pelas fibras em relação ao ensaio de compressão simples e também em relação ao ensaio de tração por compressão diametral, verifica-se que tem mais influencia na tração do que na compressão, conforme pode observado na Tabela 6.17.

Tabela 6.17 – Comparação do acréscimo de resistência das resistências à compressão e tração

Tipo de Fibra	Teor de Fibra (%)	Aumento de Resistência - (%)	
		Compressão Simples	Tração Diametral
-	0,00	0,0	0,0
Fibra de 6 mm	0,25	8,0	13,2
	0,50	3,5	11,6
	0,75	6,6	12,8
Fibra de 24 mm	0,25	8,5	13,9
	0,50	11,2	32,2
	0,75	16,6	38,1

Percebe-se na Tabela 6.17 que, de maneira geral, as fibras contribuem com cerca de duas vezes mais na resistência a tração do que na resistência a compressão. Talvez esses resultados sejam justificados com base no modelo de ruptura dos corpos de prova. No caso do modelo de ruptura por compressão diametral, talvez o número de intercepções de fibras na zona de ruptura, que se dá precisamente no centro do corpo de prova, seja maior do que na ruptura por compressão axial, conforme pode ser detalhado na Figura 6.44.

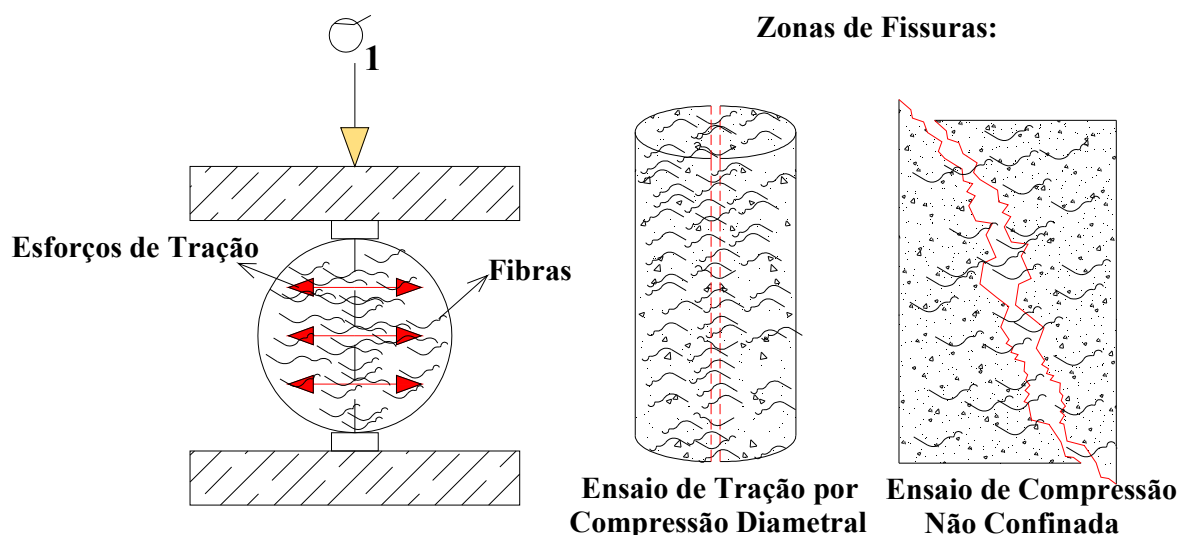


Figura 6.44 – Disposição das fibras nas zonas de ruptura referentes aos ensaios de compressão diametral e axial

Uma vez que o comportamento da resistência à tração apresentou o mesmo modelo do comportamento da resistência à compressão, evitou-se, realizar as comparações entre o índice e o volume de vazios versus o teor e o comprimento das fibras.

Como as normas utilizadas não exige o registro da deformação axial do diâmetro vertical, também não foi possível realizar algum tipo de análise entre a resistência e a respectiva deformação.

Entretanto, tentou-se obter o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson utilizando as expressões matemáticas contidas na norma europeia EN 13286-43/Março de 2003 (Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 43: Test Method for the Determination on the Modulus of Elasticity of Hydraulically Bound Mistures). Para determinar os parâmetros elásticos citados, fez-se necessário realizar os registros das deformações na direção horizontal e na direção formando sessenta graus (60^0) com a horizontal.

Para calcular o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade dos materiais fibrosos desenvolvidos, utilizaram-se as seguintes expressões matemática.

$$\nu = \frac{(1 + 0,40.\Xi)}{(1,73 - 1,07.\Xi)} \text{ (Equação 6.8)}$$

$$E_{it} = (0,273 + \nu + 0,726.\nu^2) \cdot \frac{0,3.F_R}{H} \cdot \frac{1}{\Delta\Xi} \text{ (Equação 6.9)}$$

onde:

- ν = Coeficiente de Poisson;
- E_{it} = Módulo de elasticidade determinado pelo ensaio de tração por compressão diametral expresso em Mega Pascal (MPa);
- Ξ = Razão entre $\Delta\Phi_{60} / \Delta\Phi_0$;
- $\Delta\Phi_{60}$ = variação do comprimento do diâmetro inclinado que forma sessenta graus (60°) com a horizontal, quando $F = 0,30.F_R$;
- $\Delta\Phi_0$ = variação do comprimento do diâmetro horizontal, quando $F = 0,30.F_R$;
- F = Força aplicada ao corpo de prova durante a realização do ensaio expressa em Newtons (N);
- F_R = Força máxima registrada após o ensaio de tração por compressão, expressa em Newtons (N);
- H = Altura do corpo de prova expresso em milímetros (mm).

Com base neste modelos de cálculo, obteve-se os coeficientes de Poisson e os módulos de elasticidade dos materiais, detalhados na Tabela 6.18.

Tabela 6.18 – Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade obtidos a partir do ensaio de tração por compressão diametral

Tipo de Fibra	Teor de Fibra (%)	Parâmetros Elásticos Médios	
		Coeficiente de Poisson	Módulo de Elasticidade – (GPa)
Solo-Cimento	0,00	<u>0,33</u>	320
FibroMac (6 mm)	0,25	0,90	881
	0,50	0,74	-236
	0,75	-1,31	116
FibroMac (24 mm)	0,25	<u>0,35</u>	-179
	0,50	7,74	-33913
	0,75	0,82	-43

O coeficiente de Poisson, cujo conhecimento é necessário nas análises de sistemas de camadas elásticas na pavimentação, é dado pelo inverso da relação entre a deformação vertical

imposta ao material pela deformação horizontal sofrida no corpo de prova, durante um ensaio de compressão uniaxial.

Tendo em vista que na atualidade não é típica a realização de ensaios para medição do coeficiente de Poisson, é importante reconhecer que muitos materiais apresentam comportamento tixotrópico, com esse parâmetro apresentando dependência até mesmo da velocidade de aplicação de cargas (BALBO, 2007). Com base nos resultados obtidos verifica-se que apenas os coeficientes de Poisson das misturas, solo + cimento e solo + cimento + 0,25 % de Fibra de 24 mm encontram-se no intervalo de aceitação do parâmetro, ou seja, $0 < \nu < 0,50$, entretanto, não se pode afirmar que os valores obtidos representam precisamente o valor do parâmetro elástico dos materiais analisados. Na Tabela 6.19 detalha-se valores de coeficientes de Poisson para diferentes materiais utilizados na pavimentação.

Os demais resultados obtidos encontram-se totalmente dispersos e apresentando magnitude de valores incoerentes com as características elásticas dos materiais. Possivelmente, a justificativa da obtenção de resultados irreais dos parâmetros elásticos dos materiais esteja exclusivamente relacionada com a precisão na determinação dos parâmetros elásticos a partir das equações anteriormente detalhadas, as quais admitem influências de diversos fatores.

Como citado, a resposta do próprio material pode não ser puramente elástica ou, mesmo quando elástico, pode ser não linear. Uma resposta elástica não linear significa que, mesmo que as deformações sejam totalmente recuperáveis e independentes do tempo, elas são funções não lineares das tensões. Tensões-dependentes não lineares aumentam com o aumento da magnitude das tensões, e isto pode realizar-se na proximidade da peça retangular de carregamento (centro da amostra), onde as tensões são mais elevadas (DRESCHER, NEWCOMB & ZHANG, 1996).

De acordo com Drescher, Newcomb & Zhang (1996) outro fator que também pode influenciar nos valores dos parâmetros elásticos pode ser um contato imperfeito entre a peça retangular de carregamento (tarisca de madeira) e a superfície cilíndrica da amostra, isto é, diferença na largura da peça retangular que afeta a área de aplicação de carga. Por fim, a distribuição da pressão radial ao longo da interface de contato pode não ser uniforme, ou acompanhada por tensões de corte, o que não é incorporado na solução. A amostra cilíndrica é carregada por uma peça retangular de madeira que pode sofrer deformações, em vez de rígidos indutores de pressão uniforme. Todas estas fontes de erros apontam para a área de contato da peça retangular de carregamento, e da sua proximidade, tal como a região em que os desvios em relação às soluções teóricas são mais susceptíveis de ocorrer.

Tabela 6.19 – Valores típicos de coeficiente de Poisson (Fonte: BALBO, 2007)

Tipo de Material:	Faixa de Variação:
Concretos Asfálticos	0,32 - 0,38
Concreto de Cimento Potland	0,15 - 0,20
Brita Graduada Simples	0,35 - 0,40
Macadame Hidráulico	0,35 - 0,40
Brita Corrida	0,35 - 0,40
Concreto Compactado a Rolo	0,15 - 0,20
Brita Graduada Tratada com Cimento	0,15 - 0,20
Solo-Cimento	0,20 - 0,30
Solo Melhorado Com Cimento	0,20 - 0,30
Solo Cal	0,25 - 0,30
Solos Arenosos	0,30 - 0,35
Areias Compactadas	0,35 - 0,40
Solos Finos	0,40 - 0,45

Dessa maneira, confiar nas leituras das medições de variação do conjunto como um todo e do comprimento horizontal do diâmetro da amostra é questionável, e pode levar a erros inevitáveis quando se tenta avaliar os parâmetros elásticos do material em análise.

Em particular, os valores irreais obtidos para coeficiente de Poisson, que são muitas vezes relatados, pode ser uma prova indireta desse problema na medição.

Para minimizar a influência dos fatores citados, os autores Drescher, Newcomb & Zhang (1996), aconselham realizar uma correção que consiste na realização de medidas de deformações, horizontal e inclinada formando 30° graus com a vertical, em apenas uma pequena área localizada no centro do diâmetro do corpo de prova, possivelmente esta opção de correção contribua para resultados satisfatórios.

6.5 – Síntese do Capítulo

Com base nas análises realizadas sobre a influência do teor e dos comprimentos das fibras e das condições em que as misturas foram submetidas diante dos ensaios de compressão simples, durabilidade, compressão simples após durabilidade e tração por compressão diametral, pode-se fazer algumas conclusões parciais, como segue:

a) Quanto aos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada:

A inclusão das fibras na matriz de solo-cimento contribuiu para o aumento da resistência a compressão não confinada, sendo este aumento mais pronunciado para a fibra de comprimento maior (24 mm).

Também foi verificado que o aumento no volume de vazios é proporcional ao aumento do teor de fibras, e este aumento é mais pronunciado para a fibra de maior comprimento.

Ficou claro que, quanto maior a percentagem de fibras incorporada à matriz de solo-cimento maior foi a energia de compactação necessária para manter a densidade de projeto e que, o aumento do teor de fibras contribui para o desenvolvimento do efeito tipo esponja.

Percebeu-se que, durante o processo de compactação, para manter constante a densidade de projeto aumentando o teor de fibras na matriz, as mesmas por sua vez reduzem significativamente a recuperação do aumento do volume por meio da expulsão da água contida na mistura. Este fato foi mais observado nas fibras maiores, que se distribuem de maneira mais homogênea na matriz de solo-cimento contribuindo para o aumento da permeabilidade.

Possivelmente pode-se alegar que a fibra maior se distribui de maneira mais homogênea entre os contatos dos grãos do solo cimentado, passando a influenciar de maneira mais significativa na resistência a compactação.

Ficou evidenciado que o aumento da extensão desenvolvida durante o processo de ruptura dos corpos de prova é proporcional ao aumento do teor de fibras incorporadas à matriz de solo-cimento.

b) Quanto aos Resultados do Ensaio de Durabilidade:

Com base nos resultados obtidos foi verificado que as fibras tem influência muito maior na resistência do que na durabilidade do compósito formado, possivelmente porque exercem sua real influência internamente à matriz do que externamente à mesma.

De maneira geral, para todas as misturas analisadas, houve uma pequena redução do volume inicial de cada corpo de prova, de modo a não ultrapassar o valor de 2,0 %, estando dessa maneira de acordo com um dos critérios adicionais comentado por Scullion *et al.* (2005).

Ficou evidenciado que todas as misturas apresentaram resultados de perda de massa bem abaixo do valor limite máximo estabelecido na literatura, ou seja, para o presente tipo de solo (areia argilosa) a perda de massa deveria ser de no máximo 8 a 10 %.

Por fim, foi verificado mais uma vez que, muito provavelmente, quando se satisfaz os critérios exigidos da resistência a compressão não confinada, conseqüentemente, as exigências estabelecidas pela durabilidade são satisfeitas, embora, o caso contrário não seja necessariamente recíproco.

c) Quanto aos Resultados do Ensaio de Compressão Não Confinada Após a Realização do Ensaio de Durabilidade:

Foi verificado que, mesmo utilizando o cimento de alta resistência inicial após o período de sete (07) dias de cura em câmara úmida, observou-se que, o aumento da temperatura desenvolvida durante as etapas de secagem na estufa por um período de 42 horas a uma temperatura entre $71 \pm 2^{\circ}$ C, ainda contribuiu de maneira muito significativa no aumento da resistência dos compósitos desenvolvidos, devido possivelmente, a uma aceleração no processo de hidratação dos produtos do cimento.

Ficou evidenciado em todas as misturas submetidas às etapas existente do ensaio de durabilidade, um aumento da extensão sofrida antes de atingir a tensão de ruptura.

Com base nos resultados obtidos, os materiais que tiveram em sua matriz a incorporação da fibra menor, estes por sua vez, admitiram uma maior extensão após serem submetidos aos ciclos de molhagem e secagem. As fibras de maior comprimento também apresentaram aumento das extensões, porém, bem inferiores quando comparadas as extensões sofridas pela fibra menor.

d) Quanto aos Resultados do Ensaio de Tração por Compressão Diametral:

Com base nos resultados obtidos foi verificado que a incorporação das fibras na matriz de solo-cimento proporcionou um acréscimo na resistência à tração do compósito formado, da mesma maneira em que se observou nos resultados do ensaio de compressão não confinada.

Com base nos resultados obtidos ficou nítido que o aumento da resistência foi mais pronunciado quando se utilizou a fibra de comprimento igual a 24 mm.

Foi verificado também que, independentemente do teor utilizado, as fibras de 6 mm contribui para uma resistência média a tração correspondente a 13,3 % em relação a sua resistência a compressão simples, enquanto a fibra maior consegue contribuir para uma resistência a tração correspondente a 14,9 % da sua resistência a compressão simples para os teores de 0,50 e 0,75 %.

É um pensamento ilusório acreditar que a incorporação das fibras numa matriz, cimentada ou não, aumente a resistência à tração do material muito mais do que a resistência à compressão não confinada. Até o presente momento, nos trabalhos que relatam o uso de fibras como material de reforço, não foi encontrado nenhum caso que alegue o aumento da resistência à tração acima do limite máximo do intervalo especificado anteriormente.

CAPÍTULO VII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS DO TIPO CONSOLIDADO ISOTROPICAMENTE DRENADO (CID)

Neste capítulo apresentam-se as análises dos resultados do ensaio triaxial estático, do tipo consolidado isotropicamente drenado (CID), para as misturas de: solo puro, solo + 5,0 % de cimento, solo + 0,75 % da Fibra de 24 mm e solo + 5,0 % de cimento + 0,75 % da fibra de 24 mm.

Em cada tópico analisou-se de maneira detalhada a parcela de influência de cada componente no comportamento mecânico da mistura de solo-cimento-fibra, com base nas relações desenvolvidas entre: resistência última ou de pico, módulo de elasticidade secante e módulo de deformabilidade tangente, cada parâmetro versus os tipos de material formado e a tensão de consolidação aplicada.

Também analisou-se o modelo da equação de Mohr-Coulomb e observou-se o comportamento dos gráficos p' versus q e s' versus t , para cada tipo de material analisado.

Por último, foi realizada uma análise do ângulo de dilatância, ângulo de atrito crítico ou de volume constante e ângulo de atrito de pico em função de cada material analisado.

7.1 – Análise da Relação: Resistência Última Versus Tipo de Material e Tensão de Consolidação

Na Tabela 7.1 apresentam-se os resultados da resistência última obtida dos quatro tipos de misturas após o final da realização do ensaio triaxial estático CID para as tensões de confinamento de 20, 50, 200 e 400 kPa.

Tabela 7.1 – Resultados da resistência máxima obtida em função do tipo de material e da tensão de consolidação aplicada

Tipo de Material:	Tensão de Confinamento - (kPa)			
	20	50	200	400
1) Solo Puro	170	246	715	-
2) Solo-Fibra	702	791	1566	-
3) Solo-Cimento	3079	4607	6272	-
4) Solo-Cimento-Fibra	3860	-	5241	5973

Verifica-se com base nos dados contidos na tabela que, cada tipo de componente incorporado a matriz do solo puro, contribui de maneira muito significativa no aumento da resistência de pico obtida e na redução de queda pós-pico. Observa-se claramente que o cimento é o

componente que contribui para o maior aumento da resistência quando comparado à fibra, considerando uma mesma tensão de consolidação.

Na Figura 7.1 ilustra-se o gráfico da relação tensão versus deformação, para os quatro tipos de materiais trabalhados em função das diferentes pressões de consolidação aplicadas. Conclui-se que a cimentação artificial desenvolvida entre os grãos de solo pelos grãos anidros de cimento contribui para resistência maior assim como para uma maior rigidez da matriz.

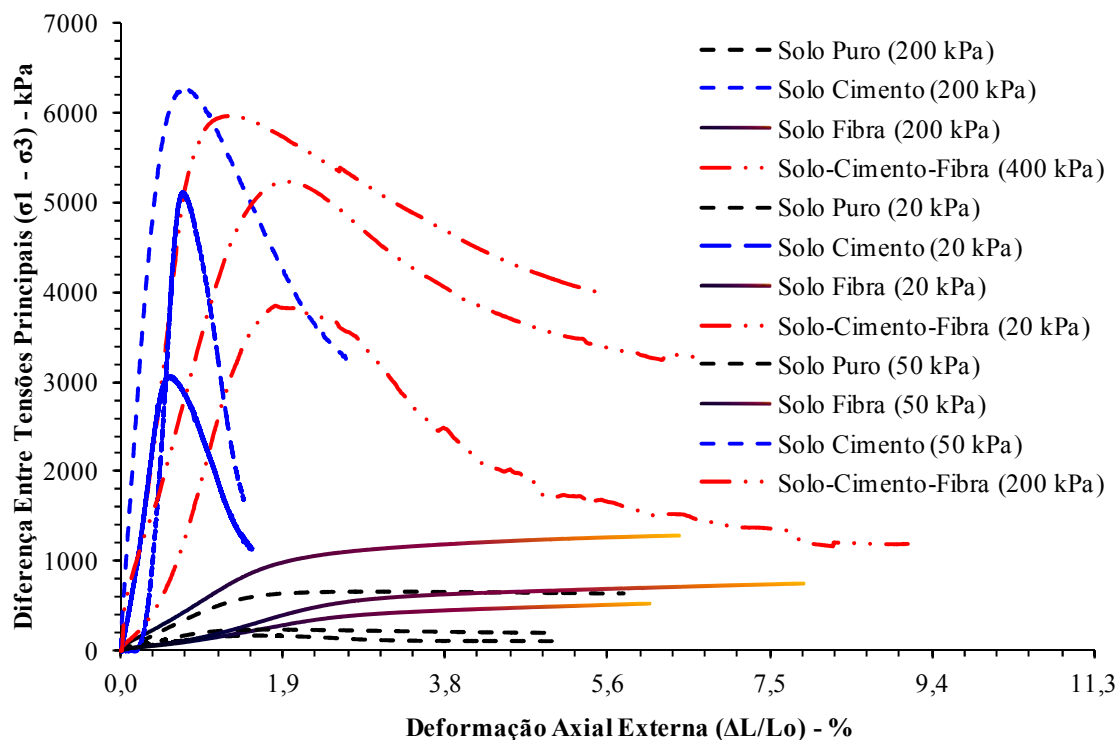


Figura 7.1 – Relação tensão-deformação para os diferentes materiais estudados

A fibra também contribui de maneira muito significativa para o aumento da resistência, porém, para as condições analisadas, individualmente não proporciona a resistência fornecida pelo teor de cimento utilizado, visto que 0,75 % foi o máximo teor que se podia incorporar de fibras ao solo para se conseguir realizar o processo de moldagem.

Para conseguir uma resistência igual à proporcionada pela fibra, sendo que, utilizando cimento, seria necessário utilizar o teor de 1,27 % para a respectiva densidade máxima seca de $1,980 \text{ g/cm}^3$, ou seja, um teor de cimento bastante reduzido, de tal maneira que o solo acrescido com o cimento passa a ser chamado de solo melhorado com cimento e não solo-cimento.

Pode-se concluir que grande parte da resistência desenvolvida é proporcionada pelo cimento, seguido das fibras e por último do próprio entrosamento dos grãos de solo.

Entretanto, deve-se chamar atenção de que as resistências também são função de: índice de vazios, teor de cimento, tempo de cura, tipo de cimento, teor e tipo de fibra, tipo de ensaio triaxial (consolidação e drenagem), velocidade de rompimento, tipo de solo, tensão de consolidação etc.

Para o presente momento, pode-se concluir que para uma mesma tensão de consolidação, o esforço necessário para quebrar a cimentação desenvolvida entre os grãos de solo pelo cimento é maior do que o esforço necessário para romper a aderência entre as fibras e a matriz, por isso é que o solo-cimento fornece resultados de resistência superiores do que o solo-fibra.

Em se tratando da magnitude das tensões de consolidação aplicadas, estas não contribuem para uma possível quebra das ligações cimentícias, pois, em se tratando de altas pressões de consolidação aplicadas é de esperar uma possível quebra entre as respectivas ligações.

7.2 – Análise da Relação: Módulo de Deformabilidade Secante (E_{50}) Versus Tipo de Material e Tensão de Consolidação

Tabela 7.2 apresentam-se os resultados dos módulos de deformabilidade secante de cada tipo de material em função da tensão de consolidação aplicada, e na Figura 7.2 ilustra-se a determinação do E_{50} graficamente.

Tabela 7.2 – Módulo de deformabilidade secante dos materiais em função da tensão de consolidação (instrumentação interna)

Tipo de Material:	Módulo de Deformabilidade (E_{50}) - GPa			
	Tensão de Consolidação			
	20 kPa	50 kPa	200 kPa	400 kPa
1) Solo Puro	0,029	0,036	0,084	-
2) Solo-Fibra	0,012	0,022	0,072	-
3) Solo-Cimento	1,000	6,000	8,000	-
4) Solo-Cimento-Fibra	0,583	-	1,000	2,000

Verifica-se que para um único tipo de material o módulo E_{50} eleva-se de valor conforme aumento da tensão de consolidação. Isto ocorre por que o aumento da tensão de consolidação contribui para o aumento da tensão efetiva desenvolvida entre os grãos dos materiais que constitui a matriz do material formado, consequentemente, o aumento da tensão efetiva conduz a um aumento da resistência e da rigidez da estrutura formada pelos materiais constituintes.

Com o aumento da tensão confinante se obtém maior tensão de pico e também maior extensão para alcançar a ruptura, entretanto, a tensão de pico tem taxa superior à da extensão, por isso o módulo E_{50} eleva-se de magnitude.

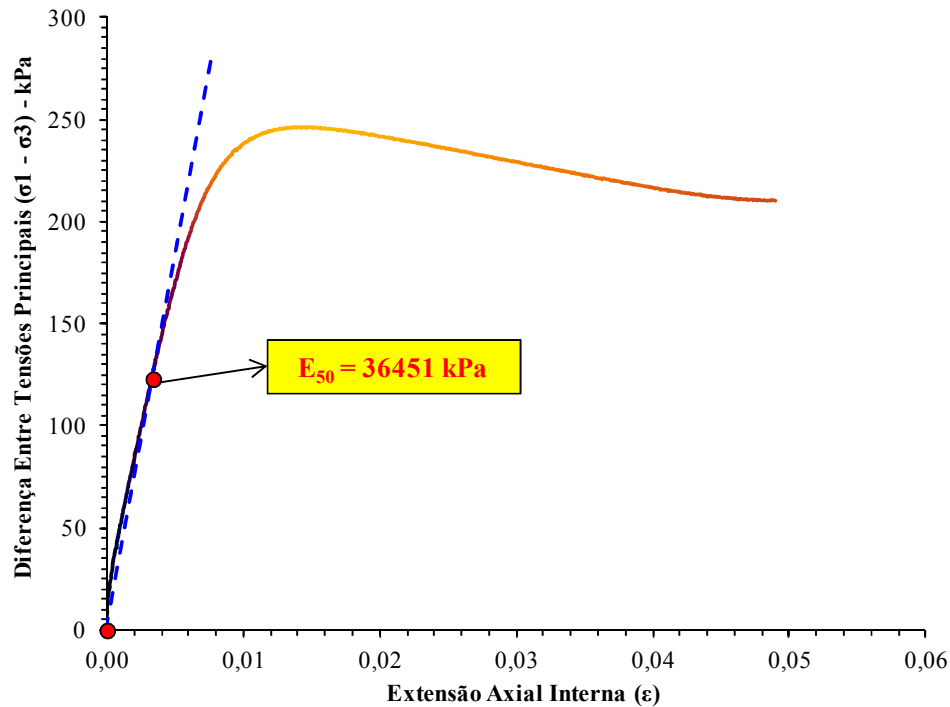


Figura 7.2 – Módulo de deformabilidade secante do solo com tensão de consolidação de 50 kPa

Analisando os diferentes tipos de materiais para uma única tensão de consolidação, observa-se que o solo-cimento é a mistura que apresenta o maior módulo de deformabilidade secante, seguido do solo-cimento-fibra, solo-puro e por último o solo-fibra. Este comportamento ocorre porque o solo-cimento é o material mais resistente e mais rígido, e consegue alcançar maior tensão de pico com menor extensão.

Para o segundo material com módulo E_{50} maior, o solo-cimento-fibra, verifica-se que desenvolve resistência maior (ver Tabela 7.1) do que o próprio solo-cimento, entretanto, com módulo menor. A presença das fibras na matriz contribui para um aumento da extensão correspondente à tensão de pico superior ao aumento da própria tensão de ruptura.

O solo no estado puro tem módulo E_{50} menor do que o solo-cimento-fibra e maior do que o solo-fibra, o que pode ser justificado pelo fato da baixa coesão em relação à cimentação desenvolvida pela presença dos grãos anidros de cimento.

O solo-fibra foi o único material que não apresentou tensão de pico definida, ou seja, a tensão foi sempre crescente com o aumento da deformabilidade. Assim, no presente trabalho, para definição das envoltórias de ruptura foram consideradas as seguintes condições: resistência de pico, ou, no caso da inexistência desta, a resistência desenvolvida para uma deformação de 15%.

Este método foi utilizado seguindo os métodos propostos por diversos investigadores tais como: MCGOWN *et al.*, 1985; RANJAN *et al.*, 1996; MOREL e GOURC, 1997; FALORCA, 2002, etc.

Porém, uma vez que os medidores de deformações internas utilizados não permitem chegar a tal magnitude, decidiu-se definir a tensão de pico correspondente à máxima deformação registrada pelos sensores.

De maneira geral foi verificado que a resistência ao cisalhamento não chega a atingir um valor constante. Assim, para deformações superiores à correspondente à resistência de pico do solo, o solo-fibra apresenta resistências significativamente maiores.

Um comportamento semelhante foi observado por Ranjan *et al.* (1994) e Morel & Gourc (1997) nos estudos realizados com areia reforçada com fibras de plástico e com malhas de polipropileno, respectivamente. Estes investigadores explicaram que a tendência para o aumento da resistência com o aumento da deformação de cisalhamento é causada pela mobilização progressiva da resistência à tração das fibras.

Assim, para deformações superiores à correspondente à resistência de pico do solo puro, embora a resistência do solo puro permaneça constante ou diminua ligeiramente, o solo-fibra ganha resistência à custa da mobilização da resistência das fibras.

Para obter valores mais precisos do módulo E_{50} , faz-se necessário a utilização de equipamentos eletrônicos internos, ou seja, equipamentos que estejam em contato direto com o maciço do corpo de prova, pois os equipamentos externos, ainda que eletrônicos não tem a mesma sensibilidade.

Este fato pode ser comprovado comparando os resultados contidos na Tabela 7.2, onde se utilizou os transdutores internos aderidos diretamente a lateral do corpo de prova, denominados sensores de efeito hall, com os resultados contidos na Tabela 7.3 onde se utilizou um transdutor de deslocamento axial externo denominado LVDT.

Verifica-se que os resultados obtidos na Tabela 7.3 são muito menores quando comparados com os da Tabela 7.2.

Tabela 7.3 – Módulo de deformabilidade secante dos materiais em função da tensão de consolidação (LVDT externo)

Tipo de Material:	Módulo de Deformabilidade (E_{50}) - GPa			
	Tensão de Consolidação			
	20 kPa	50 kPa	200 kPa	400 kPa
1) Solo Puro	0,017	0,025	0,047	-
2) Solo-Fibra	0,010	0,021	0,057	-
3) Solo-Cimento	0,552	0,575	1,000	-
4) Solo-Cimento-Fibra	0,214	-	0,375	0,617

7.3 – Análise da Relação: Módulo de Deformabilidade Tangente (E_t) Versus Tipo de Material e Tensão de Consolidação

O módulo de deformabilidade tangente também conhecido como módulo de elasticidade ou módulo de Young foi obtido seguindo os procedimentos de cálculo estabelecidos no modelo constitutivo do tipo hiperbólico.

Os modelos constitutivos têm o objetivo de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão versus deformação de um determinado tipo de material. Dependendo do tipo de material, este comportamento pode não ser linear.

Os materiais podem admitir comportamento tais como: elástico linear (Lei de Hooke), elástico não linear, não linear e elastoplástico, perfeitamente elástico plástico e rígido plástico.

O modelo hiperbólico é definido como sendo do tipo elástico e não linear. Sua maior vantagem de utilização está na sua generalidade. O modelo pode ser usado para representar curvas tensão x deformação desde solos muito finos (argilas) até solos de granulometria graúda (pedregulhos). Pode ainda ser utilizado para análises em condições drenada ou não drenada. Na sua forma original, o modelo emprega os módulos tangentes que variam em função dos níveis de tensão de consolidação aplicada.

De acordo com Gerscovich (2012), as principais vantagens do modelo hiperbólico são:

- os parâmetros podem ser determinados a partir de ensaios triaxiais convencionais. Na falta destes ensaios, os parâmetros podem ser estimados com base em ensaios de cisalhamento direto e adensamento;
- os parâmetros do modelo têm significado físico;

- pode-se utilizar a mesma relação, tanto para análise em termos de tensões efetivas (ensaio do tipo drenado - CID) ou tensões totais (ensaio do tipo não consolidado e não drenado – UU). Em ensaios não drenados, recomenda-se analisar as tensões totais ($v = 0,5$);

- os valores dos parâmetros podem ser calculados para diferentes tipos de solos e podem ser utilizados para estimar, razoavelmente, os valores no caso onde os dados existentes são insuficientes para a definição de todos os parâmetros envolvidos no problema em questão.

Ainda de acordo com Gerscovich (2012), as limitações do modelo hiperbólico são:

- sendo baseada na Lei de Hooke generalizada, a relação é mais adequada para a análise de tensões e movimentos antes da ruptura, na região em que o comportamento do solo é mais linear;

- o modelo não inclui variações volumétricas devido à variações nas tensões cisalhantes; isto é, não é capaz de simular dilatação (solos densos);

- os parâmetros não são propriedades fundamentais do solos, mas apenas coeficientes empíricos que representam o comportamento do solo para certas condições. Os valores dos parâmetros dependem da densidade do solo, do conteúdo de água nos vazios e dos valores de tensão e condições de drenagem usados nos ensaios.

- não simula trajetória de tensão, ou seja, sempre considera $\sigma_2 = \sigma_3$.

No gráfico da Figura 7.3 apresentam-se detalhes da obtenção do módulo de deformabilidade tangente (E_i) pelo modelo hiperbólico do solo puro submetido a uma tensão de consolidação de 200 kPa.

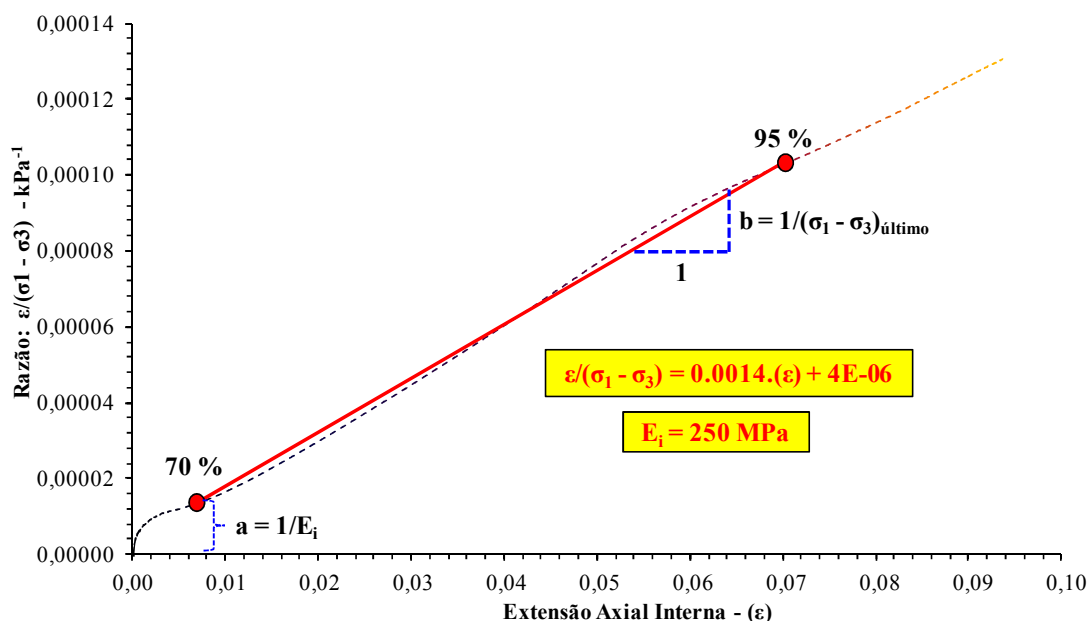


Figura 7.3 – Determinação do módulo de elasticidade do solo pelo modelo hiperbólico

O módulo de Young obtido para os quatro diferentes tipos de materiais, encontram-se contidos na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Módulo de deformabilidade tangente calculado pelo modelo hiperbólico

Tipo de Material:	Módulo de Deformabilidade Tangente (E_t) - GPa			
	Tensão de Consolidação			
	20 kPa	50 kPa	200 kPa	400 kPa
1) Solo Puro	0,033	0,050	0,250	-
2) Solo-Fibra	0,020	0,050	0,143	-
3) Solo-Cimento	2,000	10,000	11,111	-
4) Solo-Cimento-Fibra	1,000		1,670	2,500

Com base nos resultados contidos na Tabela 7.4, verifica-se que o módulo de deformabilidade tangente dos diferentes tipos de materiais e tensões de consolidação, admite o mesmo comportamento obtido pelo módulo de deformabilidade secante, embora com valores diferentes devido ao modelo de cálculo e condições de dados utilizados. Os resultados contidos na Tabela 7.4 foram calculadas por meio de registros efetuados pelos instrumentos de medição interna, portanto, admitem uma precisão bastante satisfatória.

7.4 – Análise da Relação: Equação de Mohr Coulomb Versus Tipo de Material

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros, ainda consideram a energia de deformação. Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração (SOUSA PINTO, 2006).

A análise do estado de tensões que provoca a ruptura é o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos. Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os de Coulomb e de Mohr.

O critério de Coulomb pode ser expresso como: *não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento*. Os parâmetros c e f são denominados, respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno, que é expresso como a tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno. O critério de Mohr pode ser expresso como: *não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma certa curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material* (SOUSA PINTO, 2006).

Ao se construir uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando a expressão critério de *Mohr-Coulomb*, costumeiramente empregada na mecânica dos solos.

Para determinar os parâmetros de resistências e, a equação da reta denominada de envoltória de Mohr-Coulomb, pode-se utilizar duas maneiras de cálculo: a relação p' versus q ou s' versus t .

Onde:

$$p' = \frac{\sigma_1 + 2.\sigma_3}{3} \text{ (Equação 7.1)}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \text{ (Equação 7.2)}$$

$$s' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ (Equação 7.3)}$$

$$t = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{ (Equação 7.4)}$$

Sendo: σ_1 = tensão principal maior e σ_3 = tensão principal menor.

Na Figura 7.4 ilustra-se graficamente os resultados da relação p' versus q para os quatro tipos de materiais trabalhados, e na Figura 7.5 ilustra-se o gráfico da relação s' versus t .

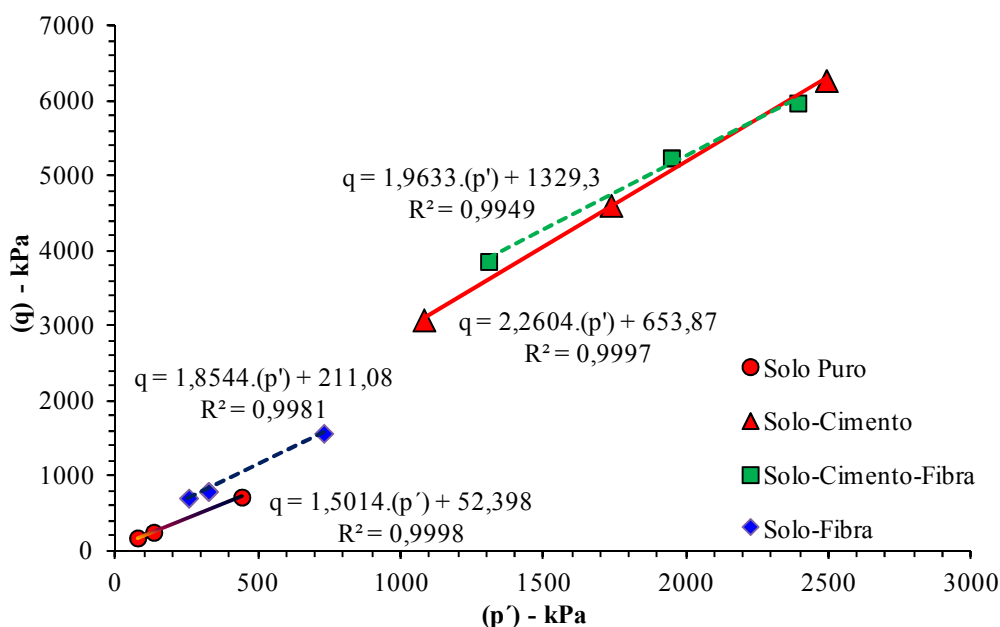


Figura 7.4 – Gráfico da relação p' versus q para os diferentes tipos de materiais trabalhados

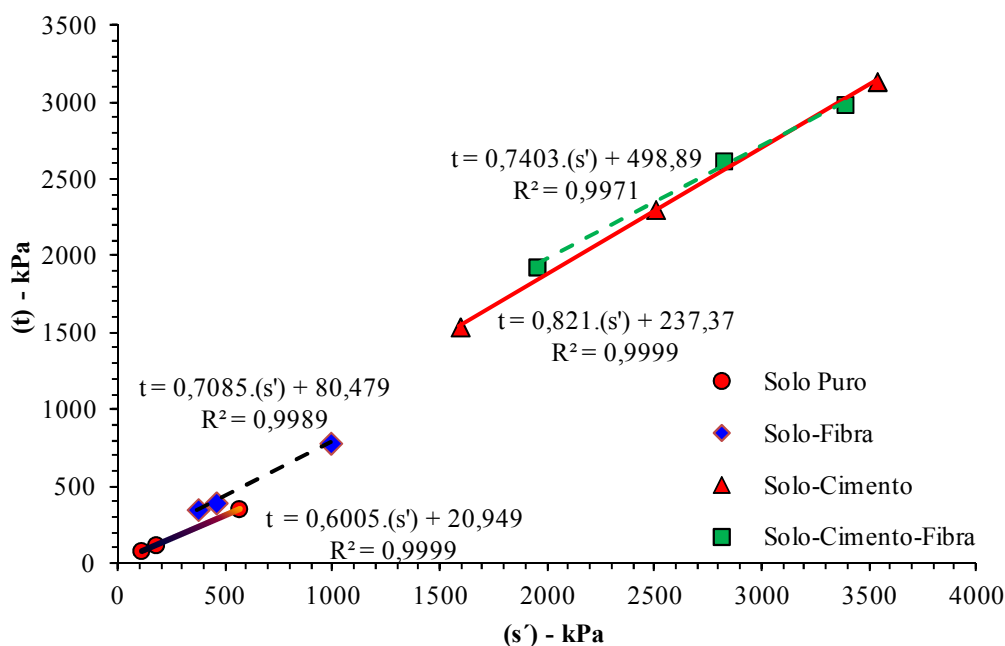


Figura 7.5 – Gráfico da relação s' versus t para os diferentes tipos de materiais trabalhados

Na Tabela 7.5 apresentam-se as equações e os parâmetros de resistência calculados para os materiais analisados. Verifica-se que a maior coesão é proporcionada pela união do solo com o cimento e a fibra, visto ser composta pela união da coesão natural, que o próprio solo possui por sua fração fina (argila), da coesão artificial desenvolvida pela cimentação dos grãos anidros de cimento entre os contatos dos grãos de solo e as fibras, e pelo reforço artificial desenvolvido pelas fibras entre os contatos dos grãos de solo cimentados.

Tabela 7.5 – Parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb

Tipo de Material:	Parâmetros de Resistência de Mohr-Coulomb		
	Equação	Ângulo de Atrito - (ϕ')	Coesão (c) - kPa
1) Solo Puro	$\tau = \text{tg}(36,9^\circ) \cdot \sigma' + 26$	36,9	26
2) Solo-Fibra	$\tau = \text{tg}(45,1^\circ) \cdot \sigma' + 114$	45,1	114
3) Solo-Cimento	$\tau = \text{tg}(55,2^\circ) \cdot \sigma' + 416$	55,2	416
4) Solo-Cimento-Fibra	$\tau = \text{tg}(47,7^\circ) \cdot \sigma' + 744$	47,7	744

Em se tratando do reforço, este vai desenvolvendo a coesão durante o processo de deformação que por sua vez vai desenvolvendo a mobilização das fibras. Dentre os três tipos de coesão citadas, a coesão por cimentação é maior por desenvolver uma forte ligação entre os materiais que constitui a matriz.

Esta justificativa tem base também na observação que o segundo material com maior coesão é o solo-cimento, e neste não existe a contribuição da coesão artificial dada pela fibra. O terceiro

material é o solo-fibra e o último, é o solo no estado puro, pois este último apresenta apenas a coesão desenvolvida pela parcela de argila contida em sua composição.

Analisando a magnitude do ângulo de atrito observa-se que o maior ângulo é desenvolvido pela mistura de solo-cimento. Possivelmente, os grãos anidros de cimento ao reagirem com a água da umidade de moldagem e, ao enrijecerem entre os contatos dos grãos de solo, desenvolvem uma camada bastante rugosa em torno de si, de modo a desenvolver aumento na rugosidade entre os grãos de solo.

O enrijecimento da matriz também contribui para o aumento do ângulo de atrito por desenvolver maior superfície de contato entre os grãos.

Todo material rígido submetido ao esforço de compressão desenvolve uma zona de ruptura em forma de cunha, bem diferente do modelo de ruptura de um material com pouca rigidez, que geralmente apresenta a forma de um embarrigamento.

As misturas que contém cimento são as que apresentaram maior ângulo de atrito, posteriormente o terceiro ângulo de atrito maior foi o do solo-fibra e por último do solo puro.

O solo-fibra possivelmente apresenta um maior ângulo de atrito em relação ao solo puro devido ao maior esforço aplicado ao mesmo para manter a densidade de projeto com a presença das fibras, visto que desenvolvem certa resistência à compactação. Faz-se necessário maior esforço de compactação, que tende a reduzir a distância entre os grãos, contribuindo para maior contato entre os grãos aumentando, portanto, o ângulo de atrito.

7.5 – Análise da Relação: Ângulo de Dilatância e Ângulo de atrito Crítico ou de Volume Constante Versus Tipo de Material

A dilatância consiste na variação de volume induzida pela aplicação de tensões cisalhantes. De acordo com Fernandes (2011) o ângulo de dilatância consiste no declive pontual de deformações volumétricas versus distorções. Segundo o autor, o valor máximo positivo do ângulo de dilatância coincide como pico do diagrama tensão de corte no plano de ruptura versus distorção, naturalmente para a amostra seca.

$$\operatorname{tg}\psi = -\frac{\varepsilon_{\text{Volumétrica}}}{\varepsilon_{\text{Axial}}} \text{ (Equação 7.5)}$$

No eixo das abscissas representam-se as extensões axiais do corpo de prova e no eixo das ordenadas a extensão volumétrica do CP durante o processo de ruptura.

A relação existente entre o ângulo de atrito de pico (ϕ') e o ângulo de dilatância (ψ) fornece o ângulo de atrito de volume constante (ϕ_{vc}), também conhecido como ângulo de repouso ou de talude natural que é o ângulo estritamente necessário para assegurar o próprio equilíbrio do material no estado solto diante da ação da gravidade. A melhor relação entre esses três ângulos, segundo Bolton (1986), é dada por:

$$\phi' = \phi_{vc} + 0,8.\psi \text{ (Equação 7.6)}$$

Com base nos procedimentos de cálculo realizados com os resultados obtidos após o término do ensaio, obtêm-se na Tabela 7.6 os ângulos de atrito de pico, da dilatância e de atrito crítico ou de volume constante para os materiais analisados. Os ângulos de dilatância contidos na tabela referem-se à média dos três ângulos de dilatância obtidos para cada corpo de prova de cada mistura.

Verifica-se que o solo-fibra é o material que apresenta o menor ângulo de dilatância e, portanto, o maior ângulo de atrito crítico ou de volume constante. Porém tratando dessa situação não se pode confirmar este resultado uma vez que o respectivo material não apresentou ruptura, ou seja, tensão máxima de pico.

Tabela 7.6 – Ângulos de atrito, dilatância e de volume constante dos materiais desta pesquisa

Tipo de Material:	Relação entre os Ângulos: $\phi' = \phi_{vc} + 0,8.\psi$		
	Atrito de Pico - (ϕ')	Dilatância - (ψ)	Volume Constante - (ϕ_{vc})
1) Solo Puro	36,9	22,9	18,6
2) Solo-Fibra	45,1	9,6	37,4
3) Solo-Cimento	55,2	52,3	13,4
4) Solo-Cimento-Fibra	47,7	44,6	12,0

7.6 – Síntese do Capítulo

Com base nos resultados obtidos ficaram nitidamente evidenciadas as seguintes observações:

- A cimentação artificial desenvolvida entre os grãos de solo pelo cimento contribui para uma resistência maior assim como para uma maior rigidez da matriz.
- A resistência da mistura de solo-cimento-fibra é proporcionada pelo cimento, seguido das fibras e por último do próprio entrosamento dos grãos de solo.
- Foi verificado que para uma mesma tensão de consolidação, o esforço necessário para quebrar a cimentação desenvolvida entre os grãos de solo pelo cimento é maior do que o esforço necessário

para romper a aderência entre as fibras e a matriz, por isso é que o solo-cimento fornece resultados de resistência superiores ao solo-fibra.

- Com base nas análises realizadas sobre os diferentes tipos de materiais quando submetidos a uma única tensão de consolidação, observou-se que o solo-cimento é a mistura que apresenta o maior módulo de deformabilidade secante, seguido do solo-cimento-fibra, do solo-puro e por último do solo-fibra.

- O solo-fibra foi o único material que não apresentou tensão de pico definida (ver Figura 7.1), ou seja, a tensão era sempre crescente com o aumento da deformabilidade.

- Percebeu-se que o tipo de instrumentação utilizada para medir o módulo de deformabilidade teve influência significativa no resultado final. A instrumentação externa é menos precisa do que a interna fornecendo, valores da ordem de duas vezes os valores medidos pela instrumentação interna.

- A maior coesão é proporcionada pela união do solo com o cimento e a fibra, por ser composta pela união da coesão natural do solo, da coesão artificial desenvolvida pela cimentação dos grãos anidros de cimento entre os contatos dos grãos de solo e de fibras, e também pela coesão artificial desenvolvida pelas fibras entre os contatos dos grãos de solo cimentados. Entre os três tipos de coesão citadas, a coesão por cimentação é maior por desenvolver uma forte ligação artificial entre os materiais que constitui a matriz.

- O maior ângulo de atrito é desenvolvido pela mistura de solo-cimento, seguido do solo-cimento-fibra, solo-fibra e por último do solo puro.

- Observou-se que o solo-fibra é o material que apresentou o menor ângulo de dilatância e, portanto, o maior ângulo de atrito crítico ou de volume constante, entretanto, não se pode confirmar com precisão o referido resultado uma vez que o respectivo material não apresentou ruptura, ou seja, tensão máxima de pico (ver Figura 7.1).

CAPÍTULO VIII: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS DRENADOS

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados obtidos após a realização dos ensaios triaxiais cíclicos, com pressão de confinamento constante e variável para as misturas de solo + 5,00 % de cimento e solo + 5,00 % de cimento + 0,75 % de fibra de 24 mm.

8.1 – Detalhes dos Cálculos dos Parâmetros

Foram obtidos dados das deformações irreversíveis e reversíveis e dos módulos resilientes de cada material para os seguintes números de ciclos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 50, 100, 200, 400, 1.000, 2.500, 5.000, 7.500, 10.000, 12.500, 30.000, 40.000, 50.000, 60.000, 70.000, 80.000, 90.000, 100.000, 120.000, 140.000, 160.000, 180.000, 200.000, 220.000, 250.000 e 260.000.

A cada 1/20 avos de segundos o programa registrava as informações obtidas durante o ensaio numa planilha do Excel. Considerando que o ensaio finalizava com 260.000 ciclos de carga-descarga, e para cada ciclo era registrado 20 informações por segundo, neste caso tínhamos um total de $260.000 \times 20 = 520.000$ linhas de informações. Entretanto, o máximo de linhas fornecidas pelo Excel versão 2007 é de 65.536 linhas.

Dessa maneira fez-se necessário desenvolver um programa no MatLab para dividir o ficheiro de origem (ficheiro “mãe”) com todas as informações, em sub-ficheiros (ficheiros “filhos”) com informações compartilhadas. Só assim se poderiam visualizar todas as informações registradas.

Acima de 20 ciclos os dados dos parâmetros analisados eram obtidos por meio da média das dez últimas leituras consecutivas dos ciclos, ou seja, para determinar o módulo cíclico do ciclo de número 100.000, fazia-se necessário calcular a média do módulo cíclico dos ciclos de números: 99.991, 99.992, 99.993, 99.994, 99.995, 99.996, 99.997, 99.998, 99.999 e 100.000.

O módulo cíclico foi obtido calculando a tangente da reta que une os pontos de máxima e mínima deformação desenvolvida durante um ciclo de carga e descarga.

Para cada tipo de mistura realizou-se duas condições de ciclagem, em que uma admitia a tensão confinante constante e a outra possuía a tensão de confinamento variável.

Na condição em que a tensão de confinamento oscilava por meio do comando de um servoatuador, essa admitiu a condição denominada fase. Nesta condição a tensão de confinamento era aumentada simultaneamente conforme aumento da tensão axial de desvio.

Na Tabela 8.1 detalham-se as condições das pressões impostas para os dois tipos de condições estabelecidas e, na Figura 8.1 ilustra-se o comportamento da trajetória de tensão para os respectivos casos.

Tabela 8.1 – Detalhes das pressões para os dois tipos de modelos de ciclagens estabelecidos

Tipo de Ciclagem:	Condições Estabelecidas das Tensões – (kPa)									
	σ_3		$\sigma_{Cont.}$	σ_1	$\sigma_{1Min.}$	$\sigma_{1Máx.}$	$q_{Min.}$	$q_{Máx.}$	Δq	$\Delta q/\Delta p$
	$\sigma_{3Min.}$	$\sigma_{3Máx.}$								
Apenas Axial	20,0	20,0	12,5	560	32,5	592,5	12,50	572,50	560,00	3,00
							$p'_{Min.}$	$p'_{Máx.}$	$\Delta p'$	
							24,17	210,83	186,67	
Axial e Radial (Modelo: Fase)	20,0	75,0	12,5	560	32,5	647,5	12,50	572,50	560,00	2,32
							$p'_{Min.}$	$p'_{Máx.}$	$\Delta p'$	
							24,17	265,83	241,67	

Onde:

- $\sigma_{3Min.}$ = pressão de confinamento mínima (kPa);
- $\sigma_{3Máx.}$ = pressão de confinamento máxima (kPa);
- $\sigma_{Cont.}$ = tensão de contato, célula de carga/corpo de prova (kPa);
- σ_1 = tensão de ciclagem axial (kPa);
- $\sigma_{1Min.}$ = tensão axial total mínima (kPa) $\rightarrow \sigma_{1Min.} = \sigma_{3Min.} + \sigma_{Cont.}$;
- $\sigma_{1Máx.}$ = tensão axial total máxima (kPa); $\rightarrow \sigma_{1Máx.} = \sigma_{3Máx.} + \sigma_{Cont.} + \sigma_1$;
- $q_{Min.}$ = tensão desvio mínima; $\rightarrow q_{Min.} = \sigma_{Cont.} = 12,5$ kPa;
- $q_{Máx.}$ = tensão desvio máxima; $\rightarrow q_{Máx.} = \sigma_{1Máx.} - \sigma_{3Máx.}$;
- $p'_{Min.}$ = tensão média mínima; $\rightarrow p' = \frac{(\sigma_{1Min.} + 2 \cdot \sigma_{3Min.})}{3}$;
- $p'_{Máx.}$ = tensão média máxima; $\rightarrow p' = \frac{(\sigma_{1Máx.} + 2 \cdot \sigma_{3Máx.})}{3}$.

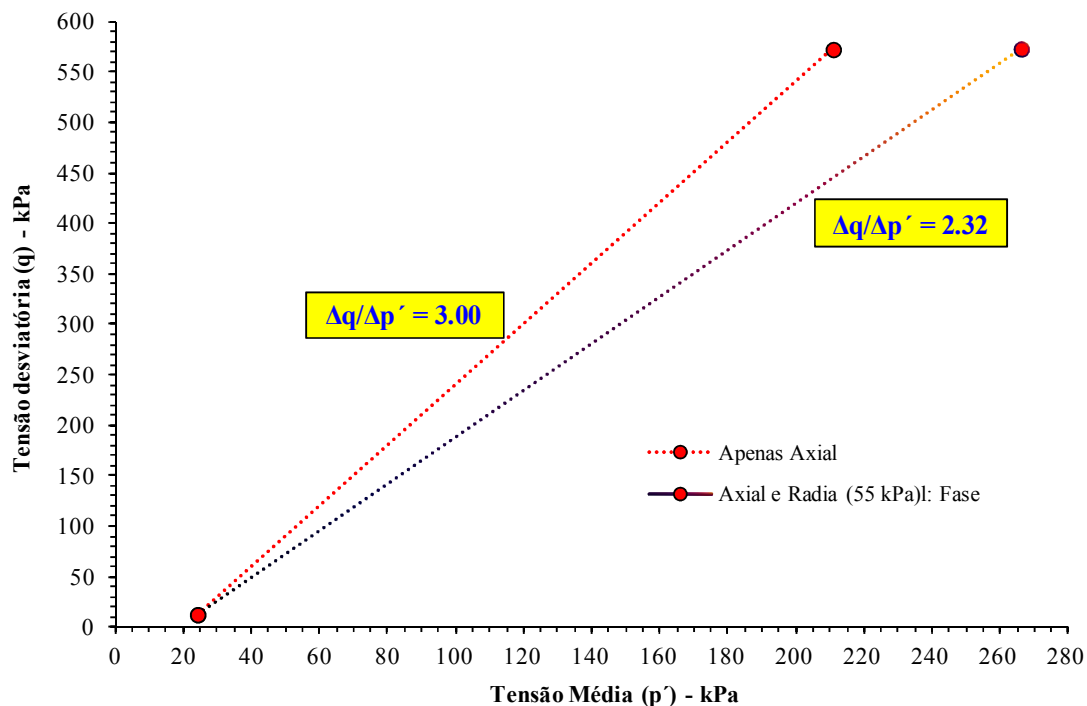


Figura 8.1 – Representação das trajetórias das tensões aplicadas no ensaio triaxial cíclico

Com base nas exposições das condições de cálculo descritas apresentam-se nos tópicos a seguir os dados obtidos.

8.2 – Análise da Relação: Módulo Cíclico (MC) com Pressão Confinante Constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) Versus Tipo de Material

Na Figura 8.2 detalha-se o comportamento do módulo cíclico ao longo dos 260.000 ciclos de carga e descarga para o solo-cimento e solo-cimento-fibra em comparação com o solo puro.

Verifica-se por meio do gráfico que os valores obtidos do MC para o solo-cimento são muito superiores em relação aos valores desenvolvidos pela mistura de solo-cimento-fibra e solo puro.

Observa-se que inicialmente o mesmo desenvolve valores bastante dispersos e logo em seguida, a partir do ciclo de numero 50, percebe-se certa estabilização dos valores de modo a tornar os resultados de MC todos nulos.

Percebe-se, portanto que, determinar o valor do MC utilizando os LVDTs internos, apesar de obter valores mais realísticos, contudo, fornecem valores muito variáveis devido à precisão dos mesmos.

Talvez, a explicação para o referido comportamento esteja no fato da alta rigidez desenvolvida pelo solo-cimento que, ao ser submetido à tensão de ciclagem de 560 kPa, o mesmo

não desenvolveu deformação axial, ou se desenvolveu a mesma admitiu uma magnitude tão pequena cuja precisão dos LVDTs utilizados seja incapaz de registrar as respectivas deformações.

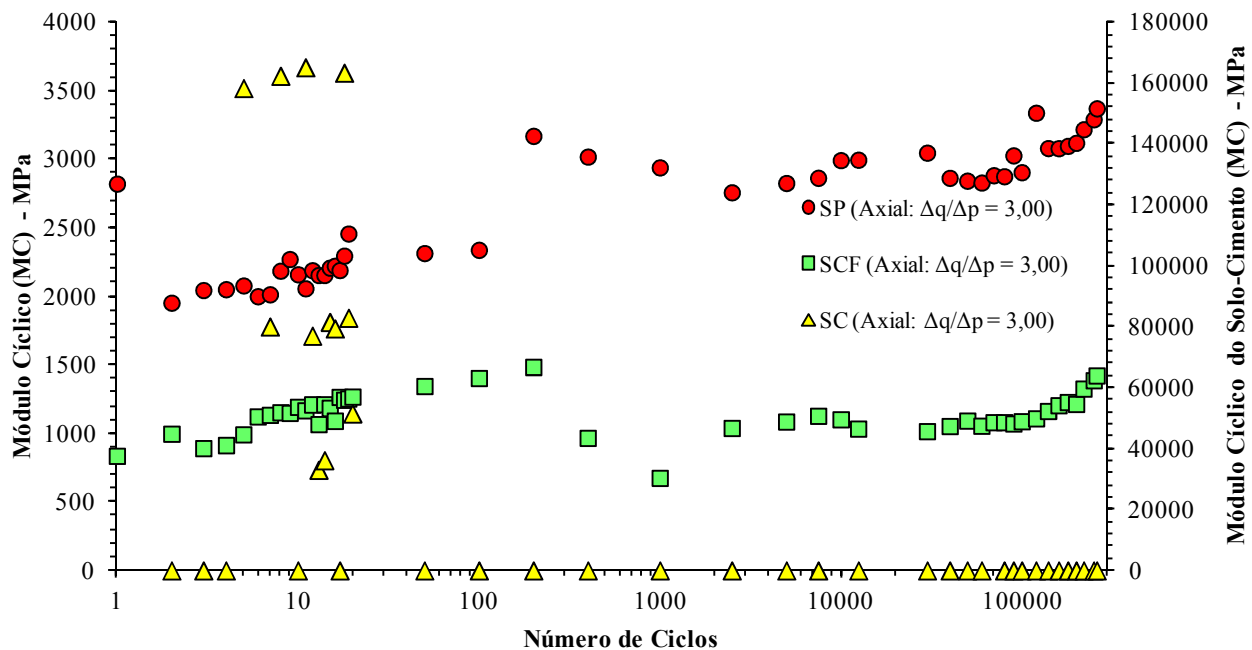


Figura 8.2 – Comportamento do módulo cíclico utilizando os LVDTs internos

Outra possibilidade da explicação do comportamento do MC desenvolvido pelo solo-cimento é que, talvez as bases do corpo de prova não estejam totalmente planas, e portanto, no momento da aplicação da carga cíclica o corpo de prova tendeu a se acomodar desenvolvendo a tendência de tornar suas bases paralelas entre si e dessa maneira contribuiu para o desenvolvimento de um esforço de compressão de um lado do CP e outro esforço de tração no lado oposto, de modo que a deformação axial média resultante tornou-se nula ao longo dos ciclos.

Analisando o comportamento do MC do solo-cimento-fibra diante do solo puro observa-se que o mesmo admite valores inferiores, possivelmente proporcionado pela presença das fibras que contribuem para uma maior deformação do material, para o mesmo começar a mobilizar resistência e conseguir alcançar a tensão máxima de ciclagem desejada.

Ainda comparando o comportamento dos MCs dos dois materiais, verifica-se que, ambos possuem uma tendência de aumento em função do número de ciclos. Possivelmente, este aumento seja proporcionado pela diminuição da deformação elástica com crescente aumento da deformação plástica ou irreversível.

Na Figura 8.3 ilustra-se o comportamento do módulo cíclico ao longo dos números de ciclos, considerando a deformação axial medida pelo LVDT externo. Observa-se um comportamento mais satisfatório. Entretanto, apesar do bom comportamento observado, os

resultados obtidos não são tão precisos quanto os registrados pelos dois LVDTs internos fixados no corpo de prova. Comparando os resultados do módulo cíclico com os do módulo de resiliência obtidos por Ceratti (1991) (Tabela 8.2), observa-se que os do autor apresentam valores superiores. Embora os parâmetros comparados sejam tecnicamente diferenciados.

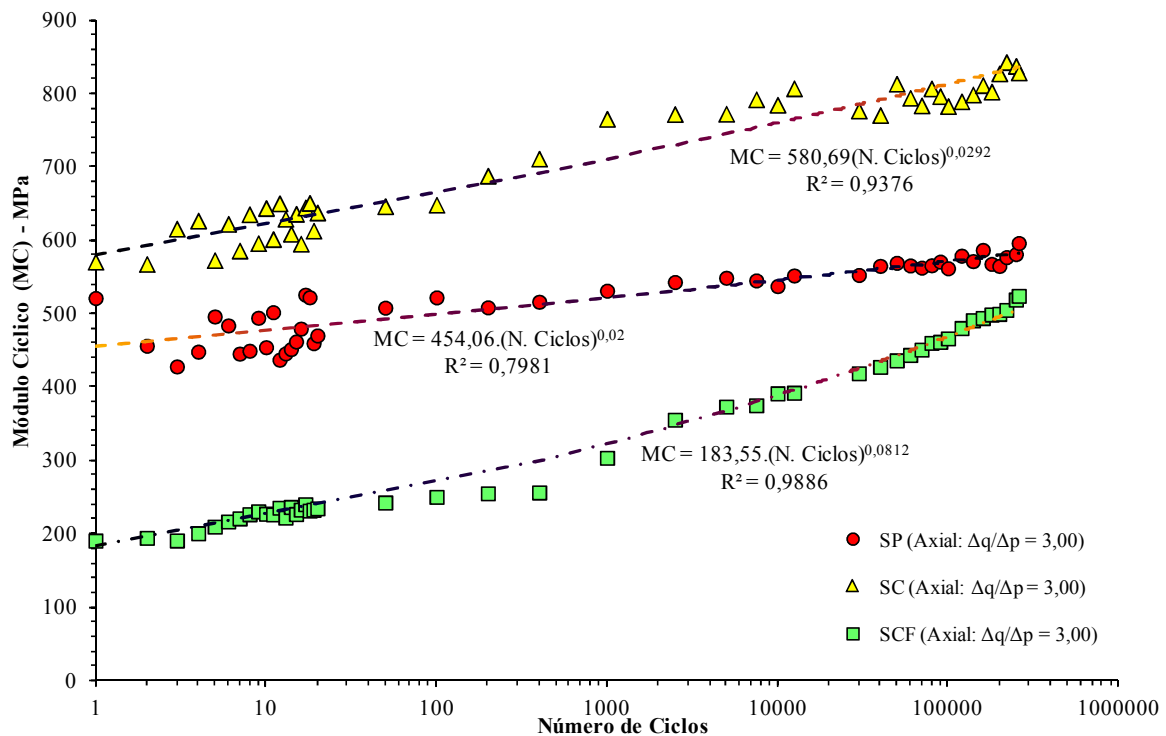


Figura 8.3 – Comportamento do módulo cíclico utilizando o LVDT externo

Tabela 8.2 – Composição e desempenho das misturas de solo-cimento (CERATTI, 1991)

Mistura	1	2	3
Classificação HRB do Solo	A-1-B	A-2-6	A-2-6
Classificação MCT do Solo	NA	LA'	NA'
Teor de Cimento	6%	8%	8%
Módulo de Resiliência - (MPa)	10260	8280	6040

Comparando os resultados dos MCs medidos com os LVDTs internos em relação ao LVDT externo, verifica-se que os resultados obtidos são superiores em cerca de cinco vezes, ou seja, $MC_{LVDTs-Internos} = 5 \times MC_{LVDT-Externo}$.

Verifica-se claramente que o solo-cimento é o material que apresenta o maior valor de módulo cíclico. Este comportamento pode ser justificado com base única e exclusivamente em sua rigidez, que contribui significativamente para uma menor deformação axial quando da aplicação de um determinado incremento de carga, comparado com o solo puro ou com o solo-cimento-fibra.

O solo cimento-fibra é o material que apresente menor valor do MC por desenvolver maior deformação no sentido de aplicação da carga, devido à presença das fibras que torna o material menos rígido por proporcionar o aumento do comportamento tipo esponja com o aumento do teor de fibras.

No caso do solo puro, justifica-se o valor do MC devido à tensão de consolidação aplicada que foi de 910 kPa e também por não possuir fibras e cimento em sua matriz.

Na Figura 8.4 também ilustra-se o comportamento obtido do módulo cíclico para os materiais em função do número de ciclos, entretanto, utilizando os dados da deformação vertical registrados pelo atuador axial.

Observa-se praticamente o mesmo comportamento desenvolvido quando medido pelo LVDT externo, entretanto, apresentando valores inferiores não muito discrepantes em relação aos medidos com o LVDT externo.

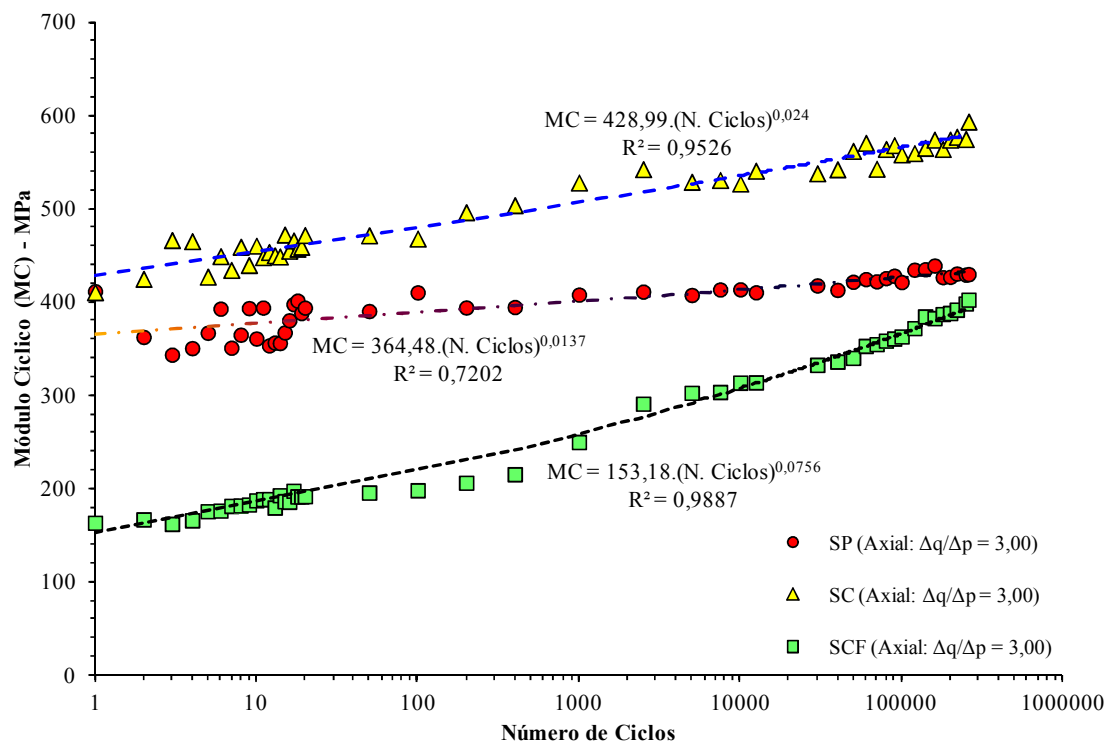


Figura 8.4 – Comportamento do módulo cíclico utilizando o atuador axial

O modelo matemático que melhor representou o comportamento do modulo cíclico em função do logaritmo do numero de ciclos foi o modelo exponencial cujos coeficientes de determinação (R^2) obtidos para ambos os materiais estão bem acima do nível crítico para controle de correlação.

8.3 – Análise da Relação: Deformação Elástica com Pressão Confinante Constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) Versus Tipo de Material

De maneira geral, observou-se ao longo dos 260.000 ciclos de carga e descarga um aumento do módulo cíclico.

Uma vez que a magnitude da carga aplicada é constante, e o módulo cíclico é obtido pela razão entre a tensão máxima aplicada e a respectiva deformação elástica, para desenvolver um aumento do módulo cíclico ao longo dos ciclos é necessário que a deformação elástica ou reversível tenha que sofrer uma redução de valor. Verifica-se para o solo-cimento que, devido a sua elevada rigidez, a deformação elástica medida com os LVDTs internos foram praticamente todas nulas, o que implica dizer que não existiu deformação axial quando da aplicação da carga. Sendo assim, justifica-se os resultados obtidos do módulo cíclico no gráfico da Figura 8.2.

Tendo como objetivo uma visualização mais nítida do comportamento, detalham-se nas Figuras 8.5 e 8.6 os comportamentos da deformação elástica ao longo dos ciclos medidas, respectivamente, pelo LVDT externo e pelo atuador axial.

Analizando os materiais entre si, verifica-se que o solo-cimento-fibra é o material que sofre maior redução da extensão elástica com o aumento do número de ciclos, o que proporciona um maior aumento do módulo cíclico. Talvez a justificativa para esse comportamento seja devido ao aumento mais pronunciado da acomodação das partículas proporcionado pelo número de ciclos.

Esse aumento da acomodação das partículas presente na matriz possivelmente contribua para um maior número de contatos entre as mesmas, de modo a desenvolver um maior atrito e consequentemente, um menor deslocamento entre as partículas de modo a proporcionar uma menor deformação elástica ao longo dos ciclos.

Por meio do coeficiente de determinação (R^2) foi verificado que o modelo matemático que melhor adequou-se ao comportamento da deformação elástica em função do logaritmo do número de ciclos foi o modelo exponencial, cujos coeficientes de determinação encontrados são valores superiores ao nível crítico para controle de correlação.

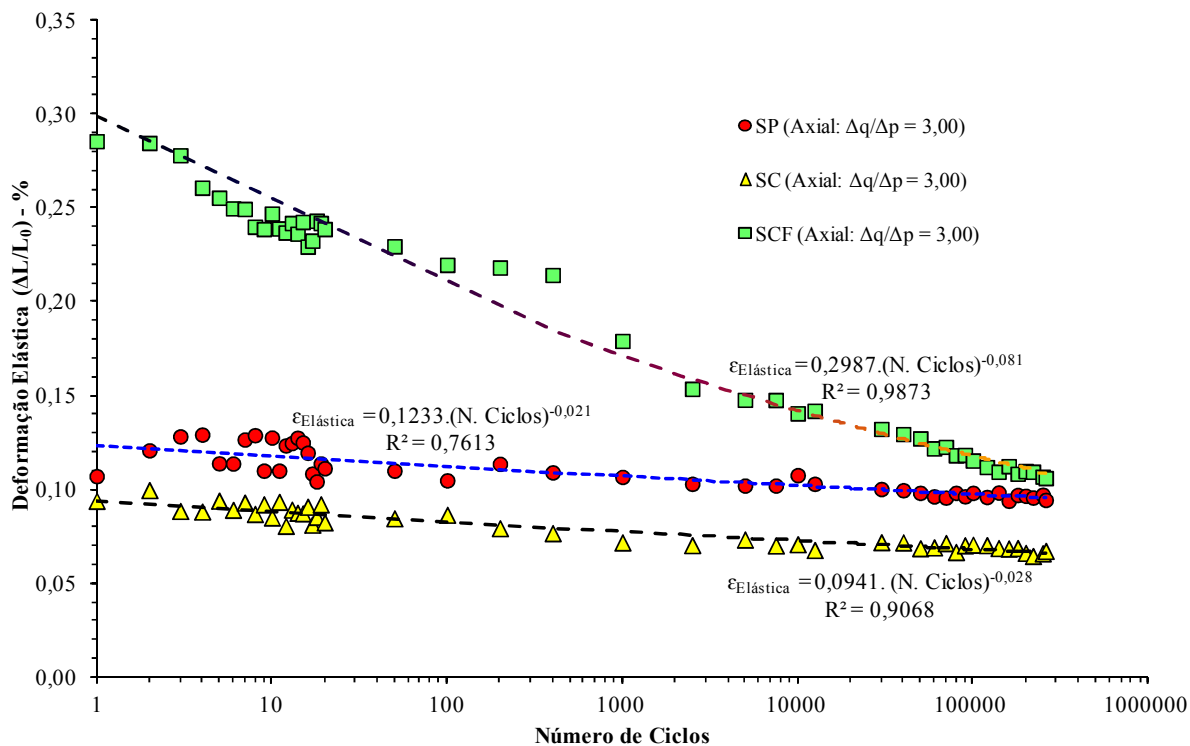


Figura 8.5 – Comportamento da deformação elástica (LVDT externo) ao longo dos ciclos

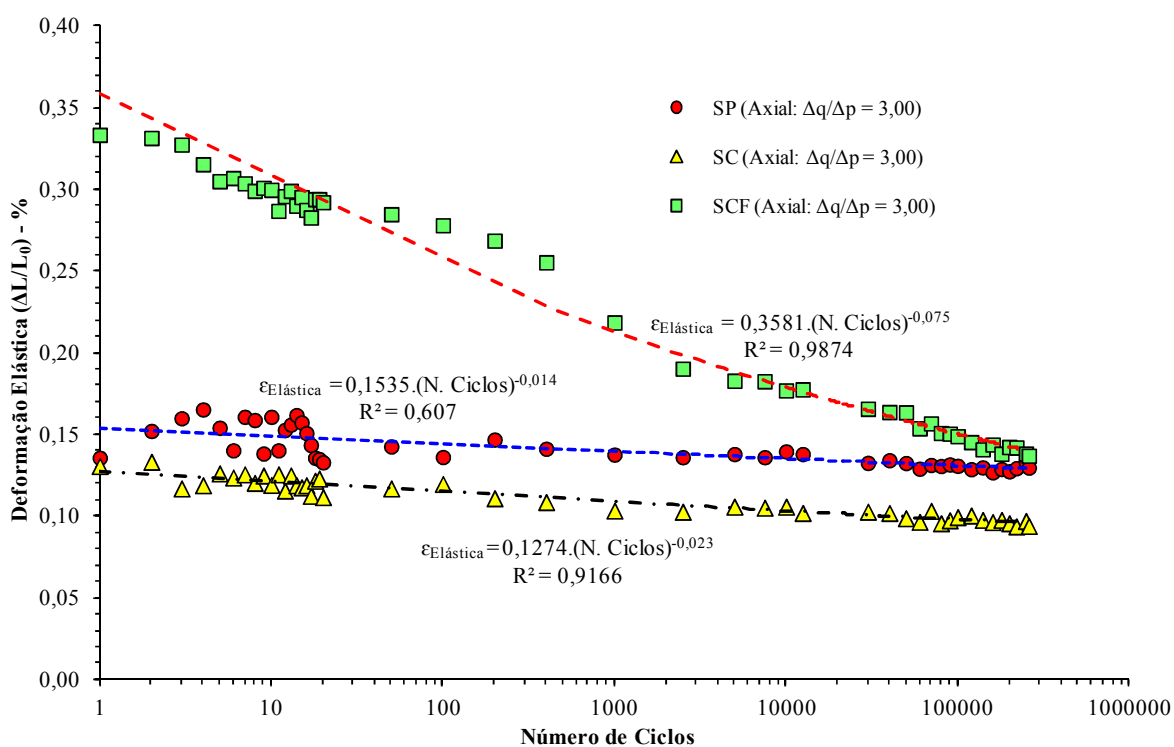


Figura 8.6 – Comportamento da deformação elástica (atuador axial) ao longo dos ciclos

8.4 – Análise da Relação: Deformação Permanente com Pressão Confinante Constante ($\sigma_3 = \text{cte}$) Versus Tipo de Material

Analisando a deformação permanente dos materiais ao longo dos 260.000 ciclos realizados no ensaio triaxial cíclico com $\sigma_3 = \text{cte}$, verifica-se que esta aumenta em função do aumento da quantidade de ciclos.

Na Figura 8.7 detalha-se os resultados da deformação permanente medida pelos LVDTs internos. Observa-se um resultado bastante coerente em relação ao comportamento desenvolvido pelo solo puro, entretanto, não se pode confirmar o mesmo para o solo-cimento e o solo-cimento-fibra, pois os resultados são completamente incoerentes.

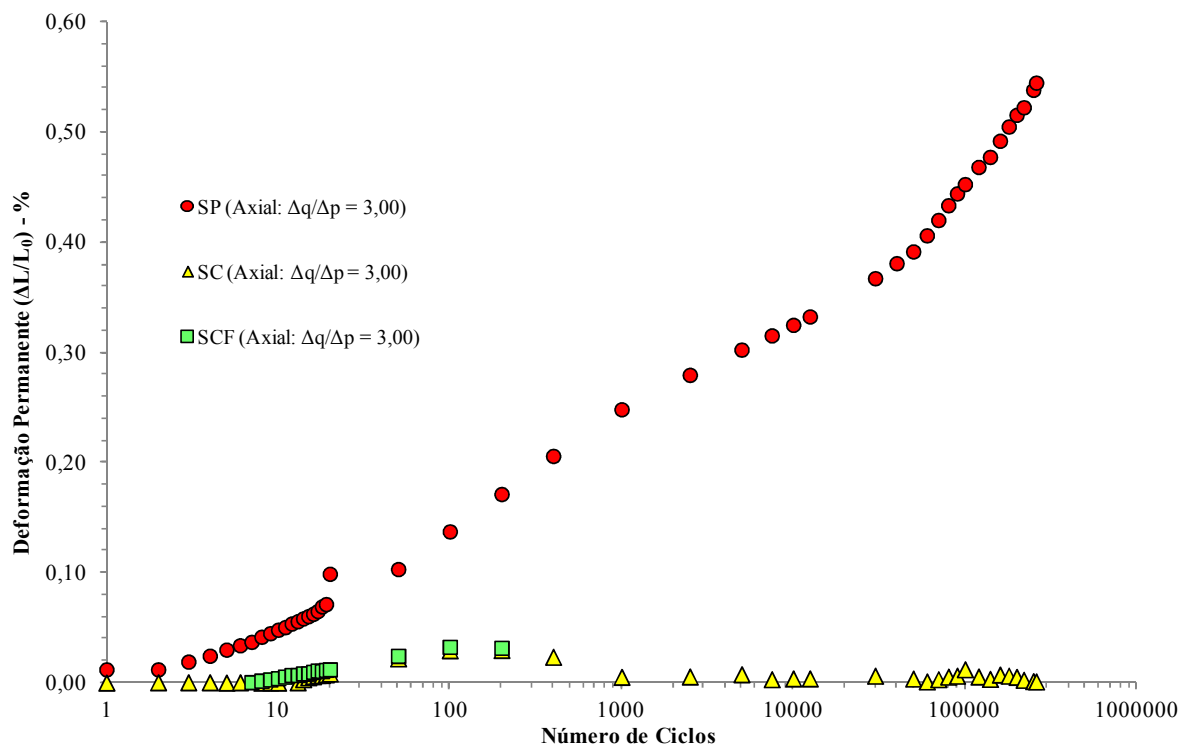


Figura 8.7 – Comportamento da deformação permanente (LVDTs internos) ao longo dos ciclos

Tendo como objetivo visualizar os resultados da deformação permanente de maneira mais nítida, porém com menor precisão, ilustra-se por meio das Figuras 8.8 e 8.9 o gráfico da deformação permanente em função do número de ciclos medido pelo LVDT externo e pelo atuador axial.

È verificado que o solo-cimento-fibra é o material que apresenta a maior deformação irreversível, ou seja, maior deformação plástica entre os materiais. Provavelmente o aumento significativo da deformação permanente neste respectivo material seja desenvolvido pela baixa rigidez fornecida pela estrutura de sua matriz.

O solo-cimento apresentou elevada rigidez, pelo baixo índice de vazios, aliado à elevada coesão desenvolvida pela cimentação artificial, é o material que apresenta menor deformação permanente ao longo dos ciclos. Possivelmente, devido ao grande entrosamento existente entre os grãos do solo e os do cimento, a deformação permanente se desenvolva pela quebra das ligações cimentícias e não pelo acomodamento das partículas.

Em se tratando do material solo-cimento-fibra, devido ao modelo da estrutura de sua matriz, possivelmente, a deformação permanente tenha se desenvolvido inicialmente pelo rearranjo dos grãos seguido da quebra das ligações cimentícias.

Com base no coeficiente de determinação (R^2) foi verificado que o modelo matemático que melhor adaptou-se ao comportamento da deformação permanente em função do logaritmo do número de ciclos foi o modelo logarítmico, cujos coeficientes de determinação encontrados são satisfatórios em relação ao nível crítico para aceitação de correlação.

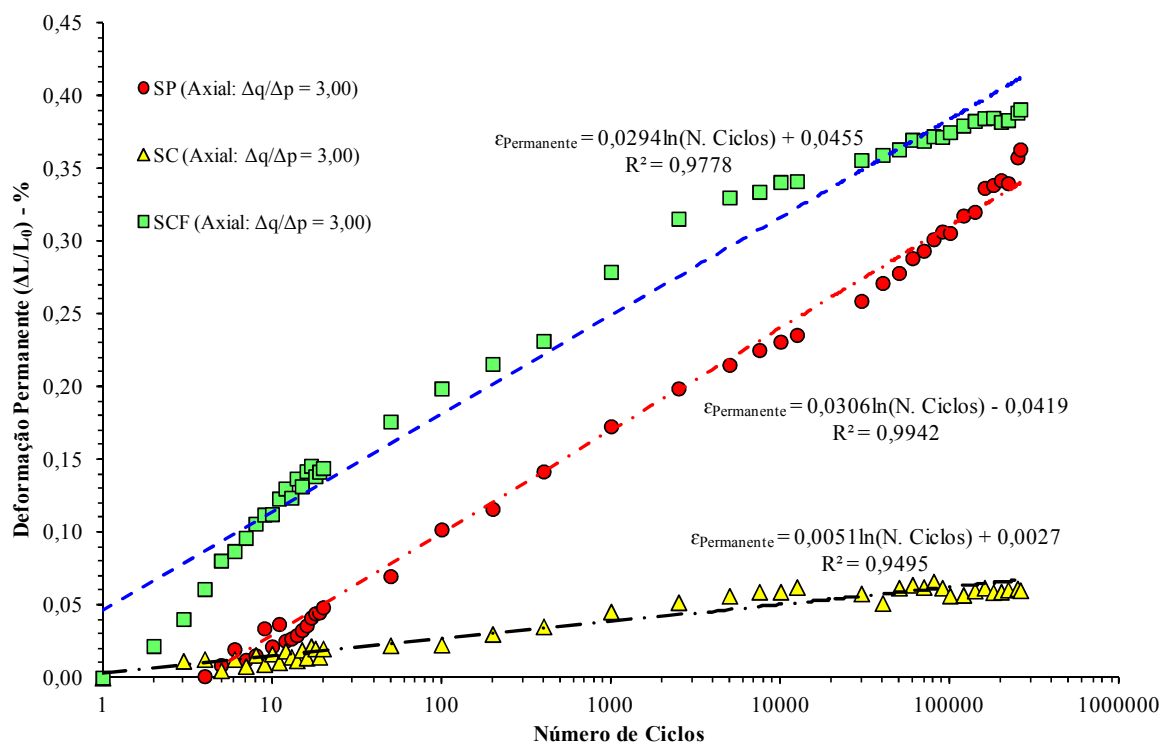


Figura 8.8 – Comportamento da deformação permanente (LVDT externo) ao longo dos ciclos

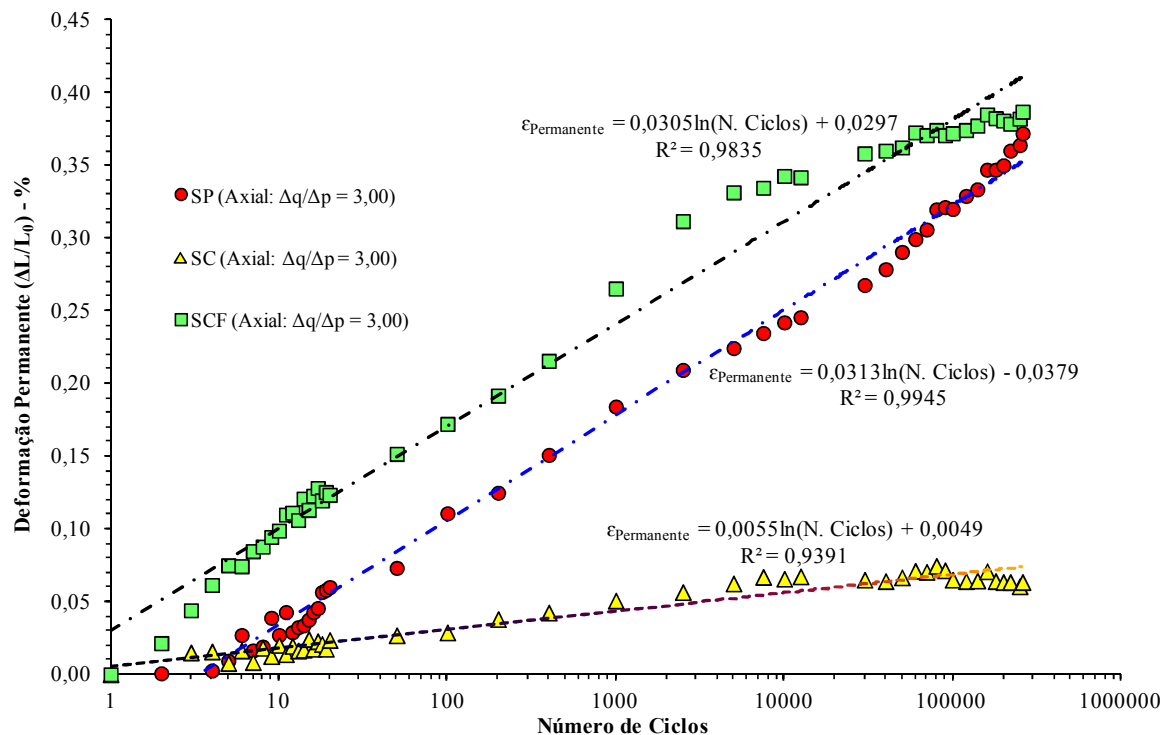


Figura 8.9 – Comportamento da deformação permanente (atuador axial) ao longo dos ciclos

8.5 – Análise da Relação: Módulo Cíclico (MC) com Pressão Confinante Variando em Fase com a Tensão Desviatória Versus Tipo de Material

Neste item são detalhados os resultados do ensaio triaxial cíclico com pressão de confinamento variável em fase com a tensão de ciclagem, apenas para a mistura de solo-cimento e solo-cimento-fibra.

Na Figura 8.10 detalham-se os resultados do módulo cíclico obtidos com a variação da tensão axial em fase com a pressão confinante conforme detalhes contidos na Tabela 8.1 e, seguindo a trajetória das tensões ($\Delta q/\Delta p' = 2,32$) conforme ilustração contida na Figura 8.1.

Verifica-se grande variação nos resultados obtidos de tal modo que não se pode estimar o valor do módulo cíclico ao longo dos ciclos. A variação do módulo cíclico deve-se único e exclusivamente à variação da deformação elástica registrada pelos LVDTs internos.

Possivelmente, as deformações desenvolvidas pelo corpo de prova no processo de ciclagem sejam tão pequeninas de tal maneira que os LVDTs internos não possuam precisão suficiente para medi-las.

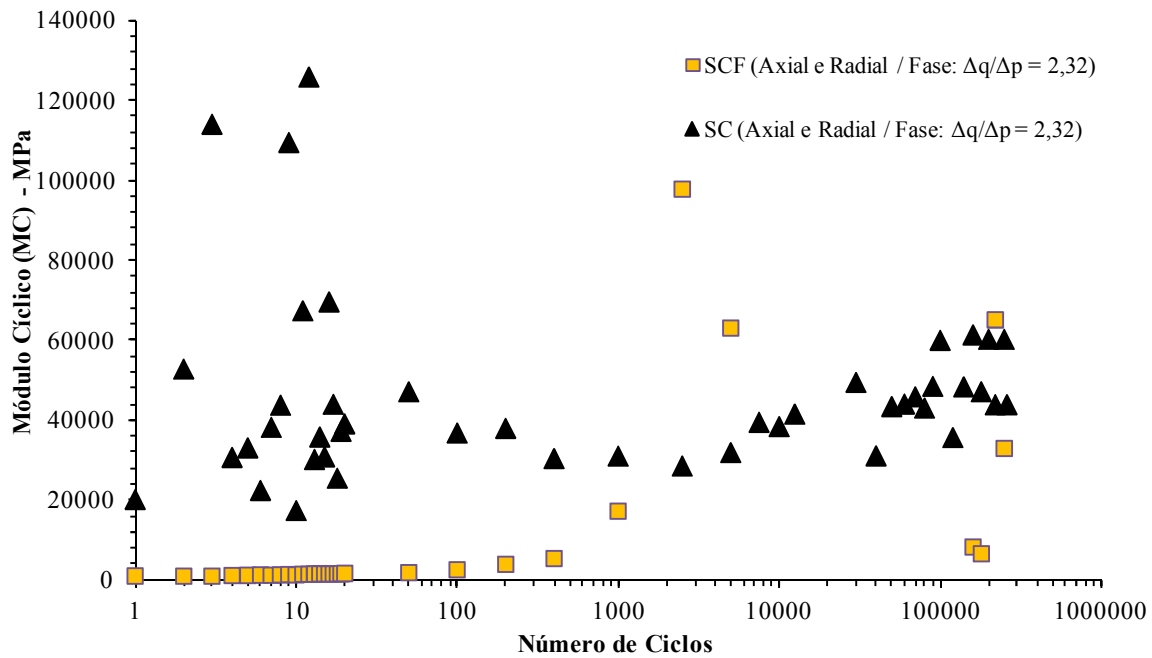


Figura 8.10 – Comportamento do módulo cíclico utilizando os LVDTs internos

A fórmula utilizada para cálculo do módulo cíclico, com a pressão de confinamento variando em fase com a tensão desvio, depende não só da deformação axial, mas também da deformação radial, conforme pode ser observado na equação a seguir.

$$MR = \frac{(\sigma_{\text{Desvio}} - \sigma_{\text{Confinante}}) \cdot (\sigma_{\text{Desvio}} + 2 \cdot \sigma_{\text{Confinante}})}{(\sigma_{\text{Desvio}} + \sigma_{\text{Confinante}}) \cdot \epsilon_{\text{Vertical}} - 2 \cdot \sigma_{\text{Confinante}} \cdot \epsilon_{\text{Radial}}} \quad (\text{Equação 8.1})$$

Uma vez que em corpos de prova muito rígidos, como no caso do solo-cimento, a deformação axial medida pelos LVDTs internos tem pequena precisão no registro de informações, maior precisão ainda é requisitada ao LVDT radial para medir a deformação do diâmetro.

Fortunato (2005) ao realizar ensaios com materiais granulares utilizando corpos de prova de diâmetro igual a 200 mm e altura de 400 mm, utilizou três LVDTs internos axiais defasados entre si de 120° e, três LVDTs internos radiais espaçados igualmente ao longo da altura, todos os transdutores fixados diretamente ao maciço do CP através de pinos que eram introduzidos em seu interior. O ensaio foi realizado com a pressão confinante variando em fase com tensão desvio e verificou que, apesar dos para obter a máxima precisão nos resultados do ensaio, as deformações medidas pelos respectivos transdutores eram registradas apenas pelo último número da sua precisão, ou seja, $0,0001 \text{ mm} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ mm}$.

De acordo com Fortunato (2005) a vantagem de utilizar equipamentos de medição de deformação local tem sido amplamente discutida na literatura da especialidade (BROWN *et al.*, 1980; JARDINE *et al.*, 1984; GOMES CORREIA, 1985; BALDI *et al.*, 1988; GOTO *et al.*, 1991;

TATSUOKA *et al.*, 1994; SCHOLEY *et al.*, 1995; VIANA DA FONSECA, 1996; DAWSON & GILLET, 1998; PEZO *et al.*, 1998, TATSUOKA *et al.*, 1999b) e é particularmente importante quando se ensaiam corpos de prova constituídos por partículas de grandes dimensões.

A colocação do sistema de medição de deformações diretamente sobre o corpo de prova, na parte central, tem a vantagem dos registros de informações da medição não serem afetados pela heterogeneidade das deformações que ocorrem nos extremos do corpo de prova e, particularmente, pelo efeito das folgas que podem existir entre o êmbolo de carga e o top cap sobre o qual este atua.

Assim, pelas dimensões do corpo de prova utilizado ($\phi = 70$ mm e $h = 120$ mm), com elevado grau de rigidez e com a precisão dos transdutores internos, foi impossível nesta pesquisa durante a realização deste modelo de ensaio obter resultados satisfatórios do módulo cíclico assim como da deformação elástica e permanente utilizando os transdutores de medidas de deformação internas.

Entretanto, tendo como objetivo observar o comportamento do módulo cíclico diante do modelo de ensaio em relação ao ensaio triaxial cíclico com pressão confinante constante, utilizou-se a deformação do LVDT externo, em ambos os tipos de ensaios, ao invés de utilizar as deformações registradas pelos LVDTs internos.

Na Figura 8.11 detalha-se os comportamentos dos materiais e das condições de trajetória de tensão os quais foram submetidos. Para cálculo do módulo cíclico com pressão confinante variável, utilizaram-se as deformações axiais do LVDT externo e radiais do LVDT interno.

Verifica-se que os valores dos módulos resilientes para os materiais apresentaram valores superiores quando da utilização da variação da pressão confinante em fase em relação à pressão de confinamento constante.

Talvez a variação da pressão confinante em conjunto com a tensão desviatória tenha contribuído para menor deformação do material por meio do aumento do confinamento que possivelmente aumenta de forma instantânea o grau consolidação da estrutura do material. Entretanto, com base nas presentes condições não se pode justificar os resultados obtidos com exatidão.

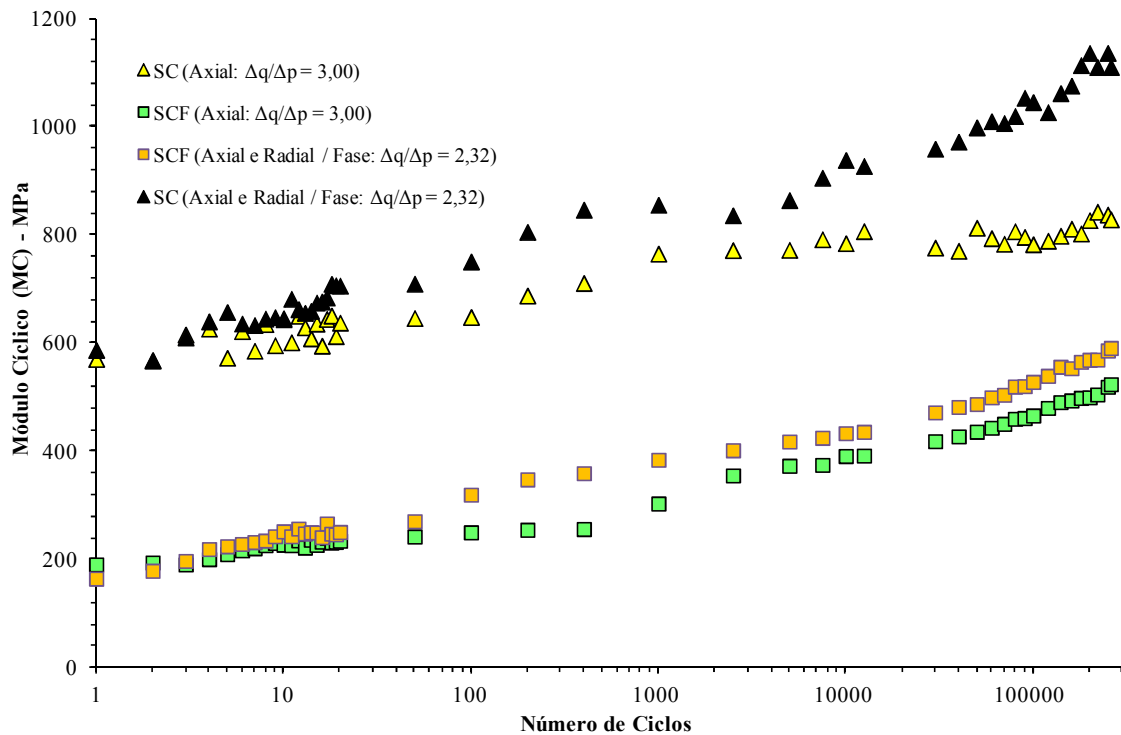


Figura 8.11 – Comportamento do módulo cíclico utilizando os LVDTs externo e interno

8.6 – Síntese do Capítulo

Por meio das análises dos resultados e para as condições dos equipamentos utilizados, ficaram evidenciados os seguintes itens:

- Determinar o valor do módulo cíclico utilizando os LVDTs internos, apesar de obter valores mais realísticos, contudo, fornece valores muito dispersos devido à precisão dos equipamentos utilizados nesta pesquisa.
- Foi observado que, em média, o valor do módulo cíclico medido por meio da instrumentação interna é da ordem de cinco (05) vezes o valor fornecido pela instrumentação externa, ou seja, $MR_{LVDTs-Internos} = 5 \times MR_{LVDT-Externo}$.
- Verificou-se que o solo-cimento é o material que apresenta o maior valor de módulo cíclico, enquanto, o solo-cimento-fibra é o material que apresenta menor valor.
- Também foi verificado que a mistura de solo-cimento-fibra por ser menos rígida é o material que apresenta a maior deformação irreversível, ou seja, maior deformação plástica entre os materiais, enquanto, o solo-cimento por admitir uma elevada rigidez é o material que admite uma menor deformação permanente ao longo dos ciclos. Entretanto, considerando o fluxo e o tipo de veículos que o material poderá ser solicitado se comportará com eficiência.

- Também ficou evidenciada que, a variação da pressão de confinamento em modelo tipo fase com a variação da tensão desvio, é a condição que proporciona uma trajetória de tensão mais danosa à estrutura do material por proporcionar uma elevada deformação permanente ao longo dos ciclos de carga e descarga.
- Analisando os dados do ensaio triaxial cíclico com pressão de confinamento constante, verificou-se que a respectiva condição é a que fornece resultados mais próximos dos resultados obtidos com o ensaio triaxial cíclico com pressão confinante variando em fase com a tensão desvio. Essa tendência seja possivelmente devido ao modelo da condição da variação da trajetória de tensão aplicada, os quais por sua vez apresentam valores mais próximos.

CAPÍTULO IX: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS SÍSMICOS DE LABORATÓRIO UTILIZANDO OS TRANSDUTORES ULTRASSÔNICOS & PIEZOCERÂMICOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos com suas respectivas análises, dos ensaios realizados com os transdutores ultrassônicos e piezocerâmicos. Foi possível analisar as seguintes relações que se encontram detalhadas nos tópicos a seguir: velocidades das ondas primária e secundária e respectivos módulos confinado e cisalhante versus tempo de cura, tipo de material e deformação axial, coeficiente de Poisson versus tempo de cura, módulo confinado e cisalhante versus teor e comprimento das fibras e, por último, velocidades das ondas primária e secundária versus grau de saturação.

9.1 – Análise da Relação: Velocidade da Onda Primária & Módulo Confinado Versus Tempo de Cura

A velocidade da onda primária ou onda P foi obtida dividindo a altura média do corpo de prova pelo tempo médio de dez leituras das ondas P, obtidas pelo aparelho ultrassônico PUNDIT. Foi ajustado o programa PUNDIT-LINK para realizar apenas dez leituras de ondas: registrou-se apenas 10 leituras do tempo gasto para onda sair do transdutor emissor e chegar ao transdutor receptor. Foi feita a média dessas dez leituras e em seguida dividida pela altura do corpo de prova, tendo em conta que as das ondas foram com os transdutores na base e no topo do corpo de prova.

Foi calculado o módulo confinado (M_0) multiplicando a densidade natural do corpo de prova pelo quadrado da velocidade da onda P.

Foi analisada a velocidade da onda P com seu módulo confinado para os tempo de cura de 1, 3, 5, 7, 14 e 19 dias após o processo de moldagem, sempre realizando a medida do seu peso uma vez que o mesmo tem influência no cálculo do módulo confinante.

Na Figura 9.1 ilustram-se os resultados obtidos da velocidade da onda P e do módulo cisalhante em função do tempo de cura para a mistura de solo-cimento. Observa-se que a velocidade da onda de compressão aumenta em função do tempo assim como o módulo confinado.

Verifica-se que este aumento é mais acentuado nos primeiros sete dias de cura, que corresponde exatamente ao período em que o cimento utilizado, do tipo alta resistência inicial (ARI), tem um grau de hidratação satisfatório de modo a alcançar 90 % da resistência obtida ao 28 dias de cura.

Aos sete dias de cura a velocidade da onda de compressão apresenta aumento de aproximadamente 20 % em comparação ao primeiro dia após a moldagem.

Na medida em que o tempo de cura vai aumentando mais rígido o material vai se tornando assim como mais resistente, e maior é a velocidade da onda de compressão, pois um dos fatores de influência nos parâmetros é o grau de cimentação artificial ou natural entre as partículas.

Quanto maior o grau de cimentação maior é a velocidade das ondas de compressão e de cisalhamento no meio. E no presente caso o grau de cimentação eleva-se com o tempo de cura.

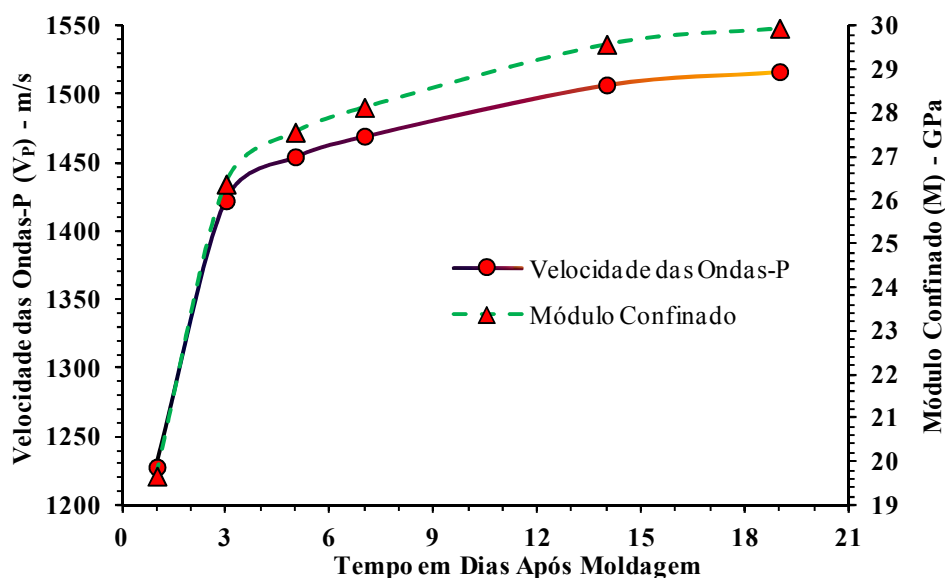


Figura 9.1 – Resultados da velocidade da onda P e do módulo confinado em função do tempo de cura para o solo + cimento

Embora durante o período de cura desenvolva-se pequena perda de massa em função da diminuição da umidade e, esta, por sua vez reduza a densidade e contribua para redução do módulo confinado, entretanto, o aumento da rigidez em função do aumento do grau de cimentação supera esta insignificante perda de massa.

Outro fator importante que pode ter contribuído para o aumento da velocidade da onda P durante o aumento do tempo de cura é a sucção. À medida que a umidade vai diminuindo vai surgindo o aparecimento de forças capilares, que desenvolvem a sucção e esta atua no maciço em estudo como se fosse uma tensão de consolidação.

Assim, quanto maior a tensão de consolidação a qual um determinado corpo de prova esteja submetido maior é a velocidade das ondas de compressão e de cisalhamento desenvolvida no meio.

Ao longo dos dezenove dias de cura o corpo de prova perdeu um total de 2,12 g de água, e embora possivelmente a sucção tenha tido um acréscimo, o autor da presente pesquisa, não realizou

o ensaio para determinação da sucção devido a que o corpo de prova foi utilizado para outro tipo de ensaio ao final dos 21 dias de cura.

Realizando a mesma análise descrita anteriormente para a mistura de solo + cimento + 0,75% da fibra de 24 mm, verificou-se comportamento semelhante de aumento da velocidade da onda P e do respectivo módulo confinado em função do tempo de cura (ver Figura 9.2). Escolheu-se este teor e tipo de fibra por apresentarem mais influencia na resistência.

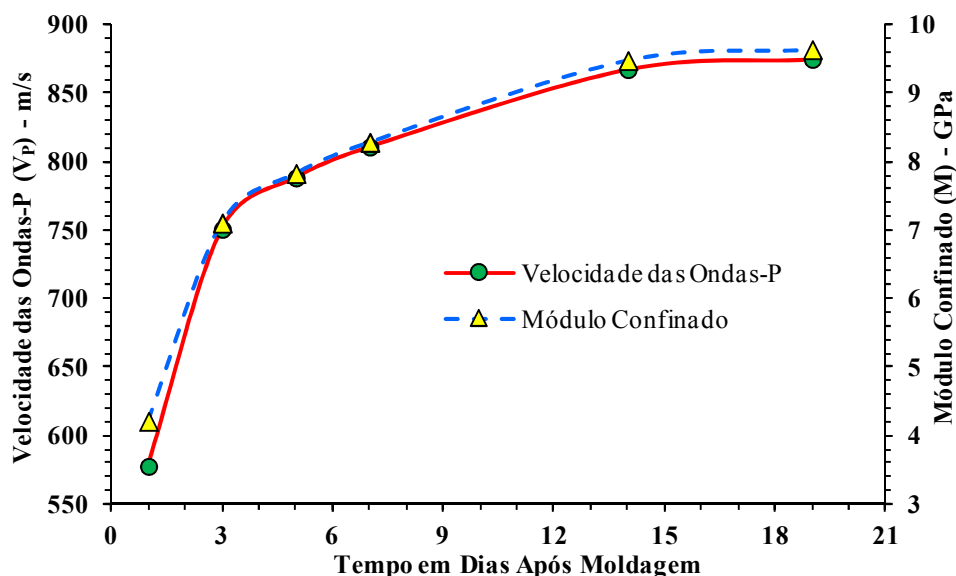


Figura 9.2 – Resultados da velocidade da onda P e do módulo confinado em função do tempo de cura para o solo + cimento + fibra

Para a mistura de solo + cimento + fibra, ao final dos sete dias de cura a velocidade da onda de compressão teve um aumento de aproximadamente 40 % em comparação ao primeiro dia após a moldagem.

Realizando uma comparação entre a velocidade da onda P e do módulo confinado entre os materiais observa-se que a mistura de solo + cimento apresenta valores duas vezes superiores ao do solo + cimento + fibra.

Na Figura 9.3 ilustra-se a comparação entre os parâmetros. Em média, a velocidade da onda P no solo + cimento é superior 86 % em relação ao do solo + cimento + fibra, e a diferença entre ambas é reduzida como o aumento do tempo de cura. No primeiro dia a diferença entre ambas é de 113% e com dezenove dias a diferença se reduz para 73%. Para o módulo confinado, no primeiro dia a diferença entre as misturas é de 366% e ao final dos dezenove dias reduz-se para 210%.

A justificativa da grande diferença entre os parâmetros encontra-se simplesmente na composição da matriz dos materiais. Para o material contendo apenas solo + cimento, o contato

entre os grãos de solo é direto e, devido aos finos grãos anidros de cimento a área de contato entre as partículas de solo passa a ser maior e também desenvolver um contato mais rígido entre os grãos devido ao endurecimento do cimento.

Na mistura solo + cimento + fibra, as fibras possivelmente reduzem o número de contatos entre os grãos de solo devido à sua presença na matriz cimentícia e, quanto maior o teor de fibras menor é o número de contatos entre os grãos de solo. Portanto, este mecanismo contribui para menor velocidade da onda de compressão devido à resistência que a mesma sofre ao se propagar apenas pelo maciço desenvolvido entre os contatos dos grãos de solo. Assim, justifica-se a redução de velocidade de propagação das ondas P no maciço de solo + cimento + fibra.

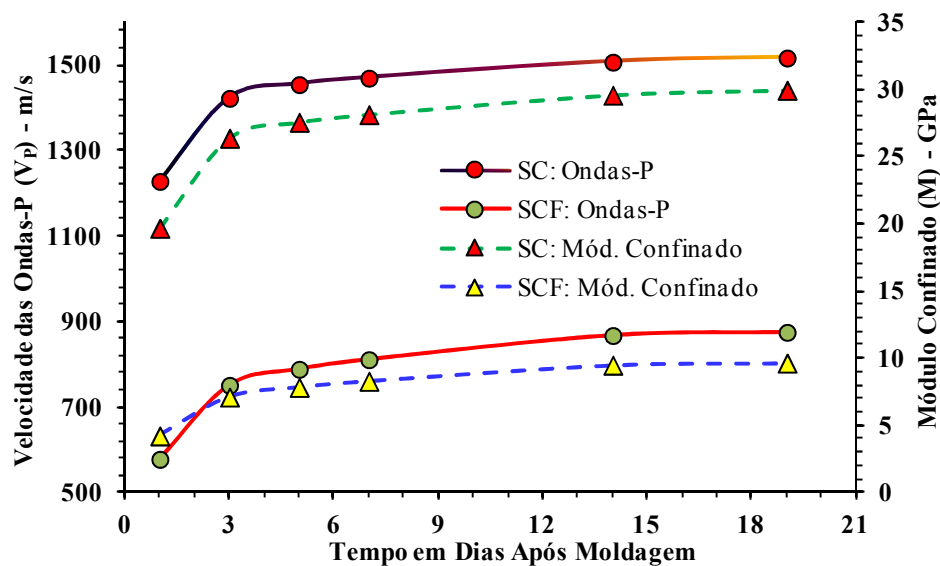


Figura 9.3 – Comparação entre os parâmetros obtidos das misturas de solo + cimento e solo + cimento + fibra

9.2 – Análise da Relação: Velocidade da Onda Secundária & Respectivo Módulo Cisalhante Versus Tempo de Cura

O tempo gasto para que a onda P percorra toda a altura do CP é automaticamente determinado pelo programa PUNDIT-LINK, entretanto, no caso da onda S, mesmo utilizando os transdutores ultrassônicos apropriados para induzir estas ondas, ainda, tem-se que determinar o tempo de chegada da onda por meio dos seguintes critérios:

- a) A velocidade da onda S corresponde aproximadamente à metade da velocidade da onda P, ou seja, $V_P = 2.V_S$ logo $\rightarrow T_S = 2.T_P$;
- b) De acordo com Vitali (2008) a velocidade de propagação da onda S é cerca de 60 % da velocidade de propagação da onda P;

- c) Quando os comportamentos de ambas as ondas são colocados no mesmo gráfico, define-se o tempo de chegada da onda S, no ponto em que esta inverte de sentido quando comparada à onda P.
- d) Além das condições descritas, outra maneira de avaliar se a velocidade da onda S calculada está correta é por meio da fórmula do coeficiente de Poisson (ν) dada por:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (\text{Equação 9.1})$$

Se o coeficiente de Poisson assim calculado resultar em valores incoerentes com os encontrados na literatura técnica, é porque possivelmente o valor encontrado para a onda S não é o correto.

Com base nas condições impostas determinou-se o valor das ondas S assim como os respectivos módulos cisalhante (G_0) para os tempos de cura citados, seguindo o mesmo procedimento de cálculo detalhado anteriormente no item a). O módulo cisalhante foi determinado utilizando a seguinte fórmula:

$$G_0 = \gamma_{\text{Natural}} \times V_S^2 \quad (\text{Equação 9.2})$$

Com base nos cálculos realizados detalha-se na Figura 9.4 o comportamento obtido da onda S durante o período de cura para ambos os materiais, solo + cimento e solo + cimento + fibra. Verifica-se que, da mesma maneira como a onda P, a onda S apresenta aumento durante os primeiros sete dias de cura e logo em seguida apresenta-se quase estável, mesmo as misturas apresentando ganho de resistência.

Embora a onda P continue aumentando de velocidade após os sete dias de cura, como foi visto anteriormente na Figura 9.3, a onda S apresenta certa estabilidade após o referido período de cura, de modo que a princípio pode-se concluir que as ondas P são mais sensíveis às modificações que podem ocorrer numa matriz cimentícia do que as ondas S.

Outro fator que também pode ter contribuído para este comportamento das ondas S, é que, devido à imprecisão na determinação do real ponto onde se inicia a chegada da onda S, esta por sua vez torna-se menos sensível a uma determinada variação na matriz em estudo quando comparado à onda P. Talvez se fosse utilizado transdutor piezocerâmico bender elements a precisão na determinação do ponto de chegada da onda S poderia ser mais nítido.

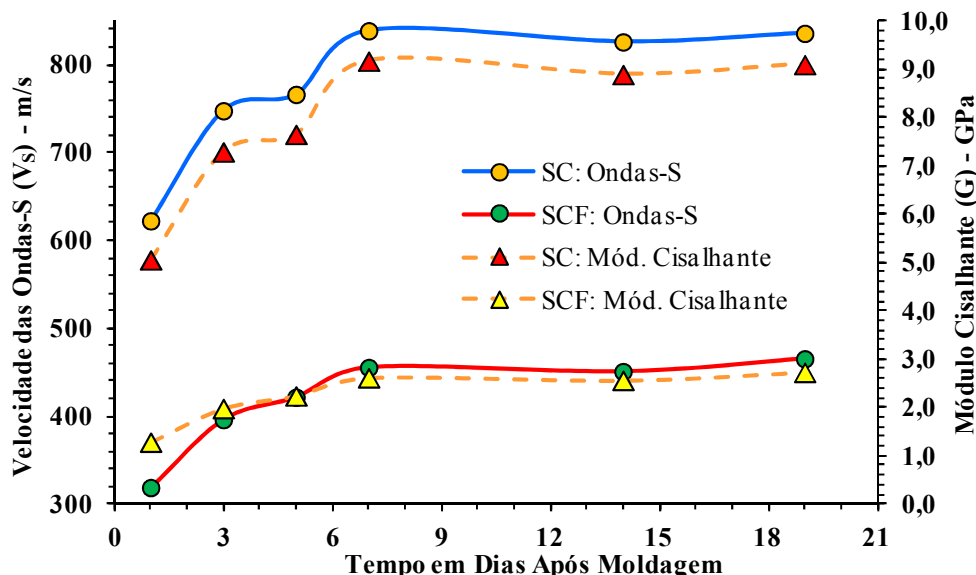


Figura 9.4 – Comparação entre os parâmetros obtidos das misturas de solo + cimento e solo + cimento + fibra

Entretanto, comparando os transdutores ultrassônicos utilizados e os bender elements disponíveis, verificou-se que os ultrassônicos são muito mais práticos de se utilizar do que os bender elements, para a condição de ensaio realizado.

Também se observa no gráfico da Figura 9.4 que a velocidade da onda S assim como o módulo cisalhante do solo + cimento + fibra, apresenta praticamente metade dos valores obtidos para o solo + cimento. A justificativa é devido à presença da fibra que por sua vez reduz a velocidades das ondas sísmicas na matriz por tornar o material com menor número de contatos entre os grãos de solo que reduz a rigidez da mistura.

9.3 – Análise da Relação: Coeficiente de Poisson Versus Tempo de Cura

Como descrito, após obter os valores das velocidades das ondas P e S pode-se calcular o coeficiente de Poisson (ν) pela equação. Como base nos resultados obtidos ilustra-se na Figura 9.5 o gráfico do coeficiente de Poisson em função do tempo de cura para os dois tipos de materiais estudado.

Verifica-se que, diferente dos comportamentos obtidos para as velocidades das ondas e dos seus respectivos módulos, o coeficiente de Poisson apresentou elevada dispersão em seus valores, considerando pode variar de 0,15 a 0,50.

Analisando o comportamento do solo + cimento, observa-se que o mesmo admite um comportamento mais satisfatório, pois percebe-se uma redução do coeficiente de Poisson ao longo do período de cura. Este comportamento é coerente uma vez que à medida que o tempo de cura

aumenta maior é a rigidez adquirida pela mistura e consequentemente, para as condições físicas em que a estrutura foi desenvolvida, menor deve ser a deformação horizontal em relação à deformação vertical.

O mesmo comportamento deveria ser esperado para a mistura de solo + cimento + fibra, entretanto, durante o processo de medida das ondas com os transdutores ultrassônicos, para ondas tipo S não é possível determinar um ponto exatamente preciso que determine seu tempo chegada e por isso, qualquer pequena variação no valor da onda S, influência de maneira muito significativa o valor do coeficiente de Poisson. Analisando o modelo da equação para cálculo do coeficiente de Poisson verifica-se que, qualquer pequena variação do valor da onda S, este valor é elevado ao quadrado.

Era de se esperar que o coeficiente de Poisson da mistura solo + cimento + fibra apresentasse valores maiores do que a mistura de solo + cimento devido ao fato da mistura ter menor rigidez, este comportamento pode ser observado a partir do sétimo dia.

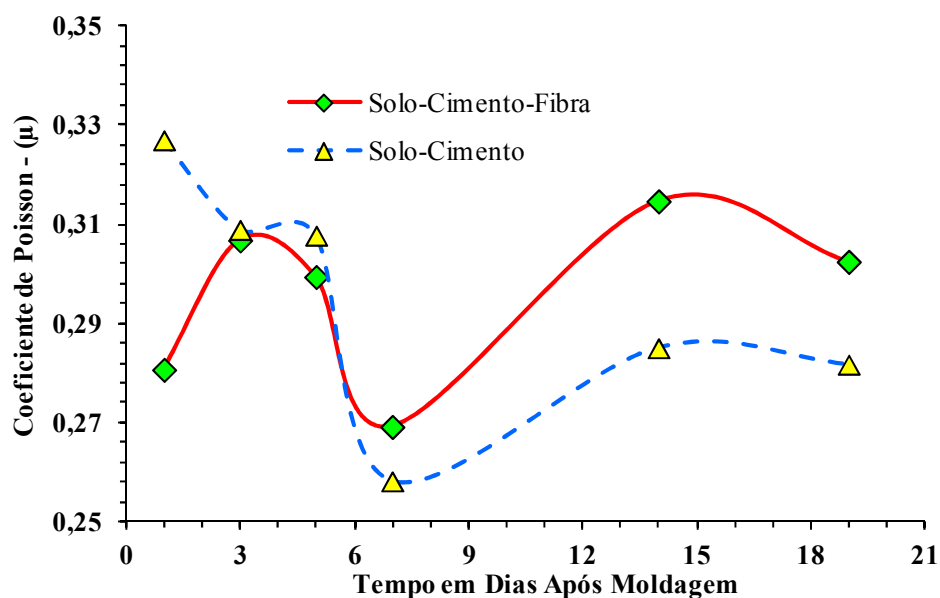


Figura 9.5 – Comparação entre os coef. de Poisson dos materiais em função do tempo de cura

9.4 – Análise da Relação: Velocidades das Ondas Primária & Secundária & Respetivos Módulos Confinado & Cisalhante Versus Tempo de Cura & Tipo de Material

Considerando um mesmo tipo de material, verifica-se de modo geral que a velocidade da onda S corresponde à metade da velocidade da onda P, ou seja, o tempo gasto para que uma onda S percorra o interior de um determinado material corresponde a duas vezes o tempo gasto para a onda P percorrer o mesmo trajeto.

O manual do aparelho ultrassônico PUNDIT indica esta relação entre esses dois tipos de ondas. Portanto, determinando o valor da velocidade da onda P automaticamente pode-se estimar o valor da velocidade da onda S.

Os parâmetros, módulos confinado (M_0) e de rigidez (G_0) admitem automaticamente o mesmo comportamento das ondas P e S, respectivamente, já que são calculados em função das respectivas velocidades. Assim, verifica-se nas Figuras 9.6 e 9.7 os comportamentos obtidos para ambos os tipos de ondas assim como seus respectivos módulos fornecidos para os materiais, solo + cimento (SC) e solo + cimento + fibra (SCF).

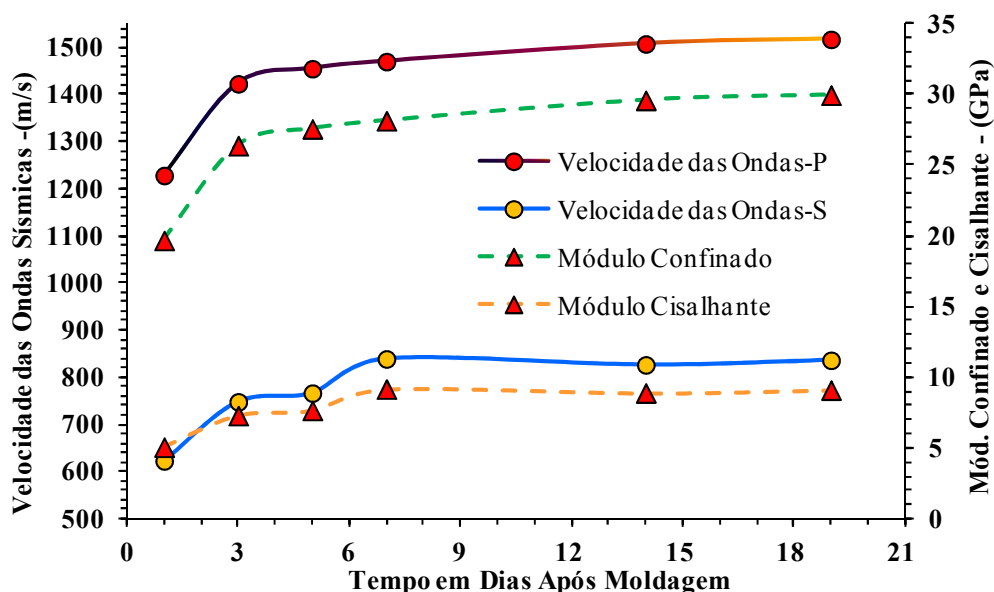


Figura 9.6 – Comparação entre as velocidades das ondas P e S e os respectivos módulo para o SC

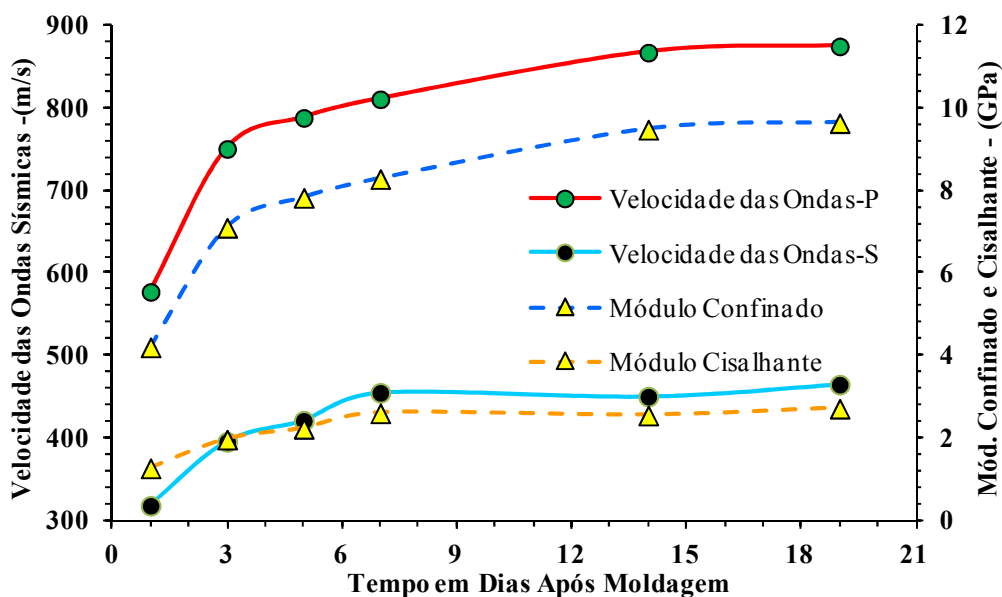


Figura 9.7 – Comparação entre as velocidades das ondas P e S e os respectivos módulo para o SCF

9.5 – Análise da Relação: Velocidades das Ondas Sísmicas & Seus Respectivos Módulos Versus Tipo de Material

Neste tópico analisa-se o critério da rigidez de seis diferentes tipos de materiais, que são os seguintes:

- Solo puro;
- Solo + 0,75% de fibra de 24 mm;
- Solo + 5% de cimento ARI com o tempo de cura de um (01) dia;
- Solo + 5% de cimento ARI com o tempo de cura de dezenove (19) dias;
- Solo + 5% de cimento ARI com um (01) dia de cura + 0,75%;
- Solo + 5% de cimento ARI com dezenove (19) dias de cura + 0,75% de fibra de 24 mm.

Com exceção dos materiais com leituras aos 19 dias, todos os demais foram leituras de ondas 24 horas depois de moldados, dessa maneira a umidade de moldagem presente diminui a influência da sucção na rigidez.

Na Figura 9.8, ilustra-se o comportamento obtido da velocidade da onda compressão para os diferentes materiais. Observa-se claramente que o solo + fibra é o material que apresenta menor velocidade da onda P, seguido do solo + cimento + fibra após um dia de moldagem. Para o solo puro microreforçado com as fibras poliméricas verifica-se que este apresenta rigidez inferior quando comparado com os demais materiais devido ao fato das fibras reduzir um grande número de contatos entre os grãos de solo tornando-o material menos rígido e mais deformável.

O mesmo comportamento é explicado para o solo + cimento + fibra com um dia de cura, entretanto, este apresenta uma velocidade superior quando comparado ao solo + fibra, devido ao fato da presença do cimento que com suas partículas pequenas desenvolvem um melhor entrosamento entre os grãos de solo, desenvolvendo possivelmente um material com menor vazios e maior número contatos e também pelo fato do cimento começar a reagir desenvolvendo o endurecimento logo nas primeiras horas após o acréscimo da água.

A terceira velocidade em ordem crescente corresponde ao do solo no estado puro, nesta condição a onda P percorre pelo interior do através apenas do contato entre os grãos do solo.

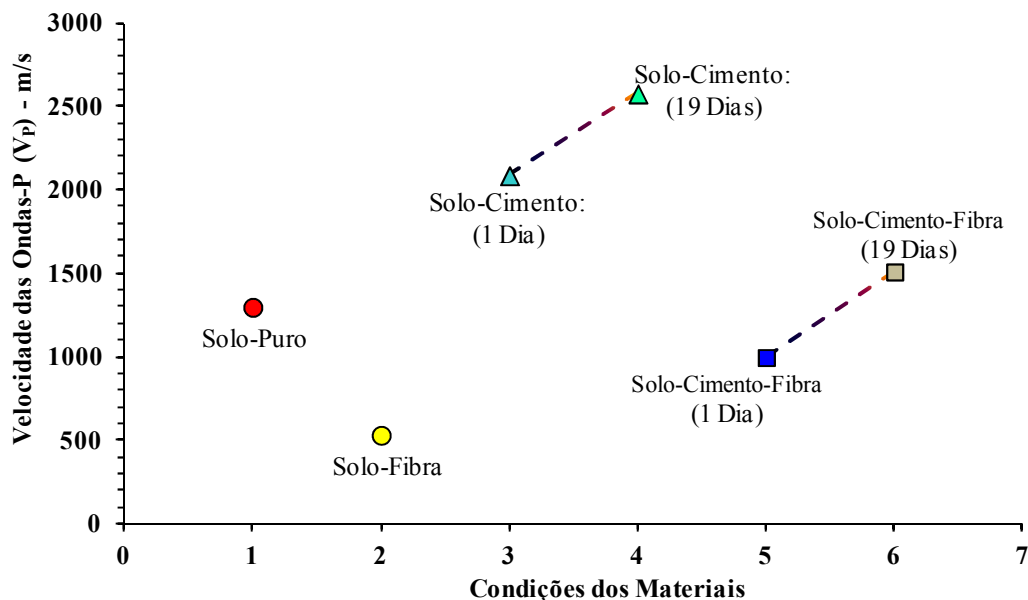


Figura 9.8 – Comparação entre a velocidade da onda P para os diferentes materiais

Embora todos os materiais tenham sido moldados fixando a mesma umidade ($w = 11,0 \%$) assim como a densidade ($\gamma_{\text{Seco Máximo}} = 1,980 \text{ g/cm}^3$) observa-se claramente que o melhor entrosamento entre os grãos do solo se dá para o solo puro, quando comparado aos materiais solo + fibra e solo + cimento + fibra, uma vez que a umidade ótima utilizada assim como a respectiva densidade máxima seca foram obtidas realizando o ensaio de compactação para o solo no estado natural.

Por isso, devido ao melhor entrosamento entre os grãos de solo obtêm-se maior número de contatos e uma maior rigidez, e maior velocidade da onda de compressão.

Depois do solo puro, o próximo material que apresenta maior rigidez é o solo + cimento + fibra com 19 dias de cura. Verifica-se que a rigidez é obtida não pelo entrosamento entre as partículas constituinte da matriz mas sim pelo endurecimento desenvolvido pela reação do cimento.

O quinto material em ordem crescente de rigidez é o solo + cimento; dentre os demais materiais analisados, este é sem dúvida o que melhor adquiriu entrosamento entre partículas devido à presença das partículas finas de cimento entre as partículas do solo, que por sua vez aumenta o número de contatos diminuindo a quantidade de vazios na mistura e proporcionando maior rigidez.

Já que a velocidade da onda P, para os diferentes tipos de materiais, apresentou o comportamento ilustrado na Figura 9.8, o módulo confinado (M_0), a velocidade da onda S (V_s) e o módulo Cisalhante (G_0) devem também apresentar comportamento semelhante. Nas Figuras 9.9 a 9.11 ilustram-se os comportamentos obtidos para os parâmetros citados.

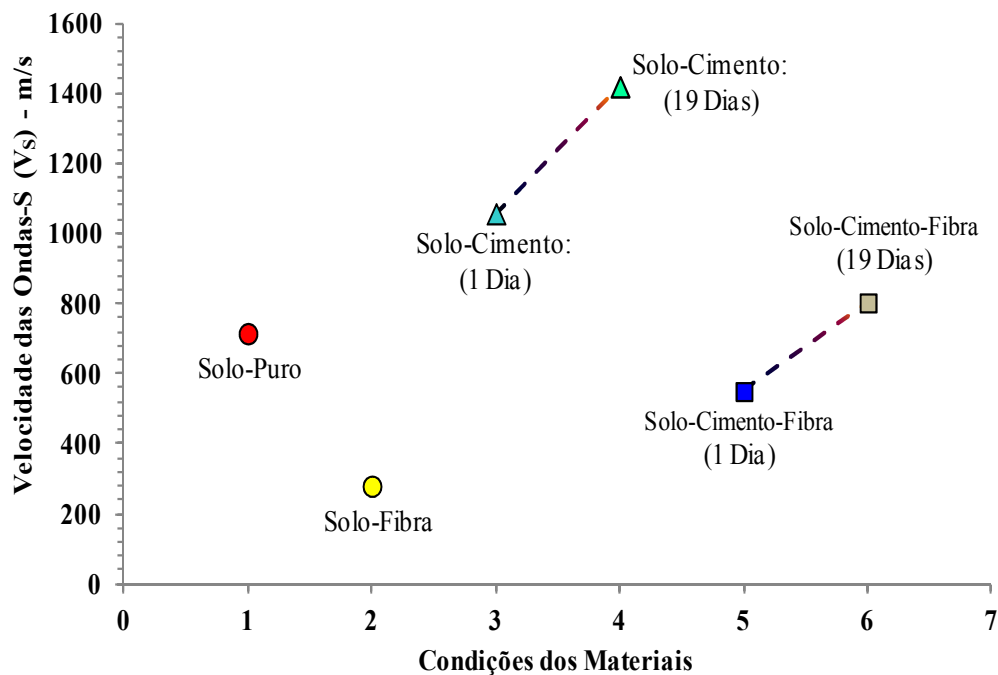


Figura 9.9 – Comparação entre a velocidade da onda S para os diferentes materiais

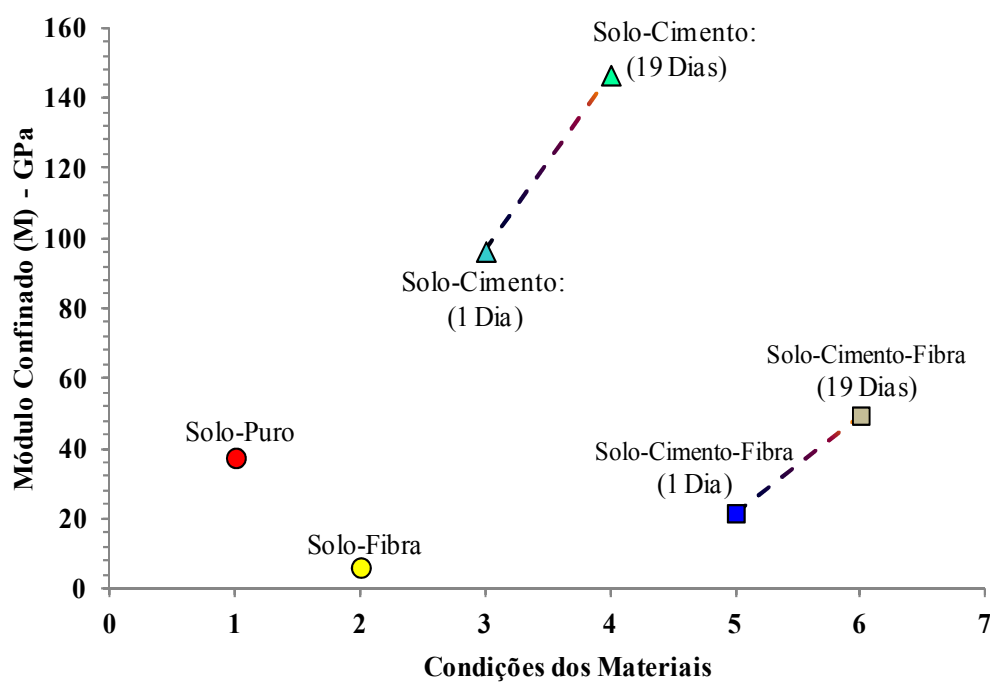


Figura 9.10 – Comparação entre o módulo confinado para os diferentes materiais

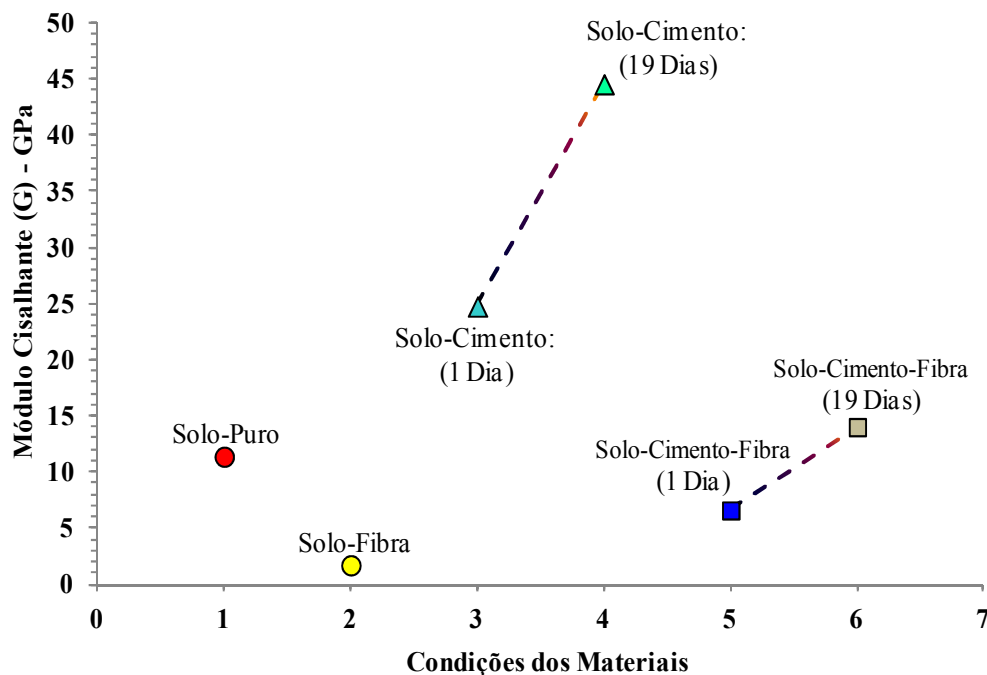


Figura 9.11 – Comparação entre o módulo cisalhante para os diferentes materiais

Analisando apenas um determinado tipo de módulo verifica-se claramente que, a diferença de valor entre os diferentes tipos de material é maior quando comparada à diferença entre as velocidades de um determinado tipo de onda. Isto ocorre devido ao fato de que para calcular os módulos as velocidades correspondentes serão elevadas ao quadrado, o que aumenta de maneira muito significativa a diferença entre os valores dos módulos. Por exemplo, comparando a diferença entre a velocidade da onda primária do solo + fibra com o solo + cimento após 19 dias de cura, tem-se uma diferença de 384 %, entretanto, realizando a mesma comparação entre os mesmos materiais utilizando o módulo confinado obtêm-se uma diferença de 2286 %.

Analisando o comportamento do coeficiente de Poisson para os diferentes tipos de materiais observa-se que, os valores dos coeficientes do solo-cimento após um dia e após dezenove dias de cura são aceitáveis uma vez que o coeficiente reduz de valor quando do acréscimo da resistência ao longo do tempo.

Portanto, quanto maior o tempo de cura do cimento maior é o ganho de resistência obtida maior rigidez o material adquire. Para o solo puro em relação ao solo fibra também obteve-se um resultado bastante satisfatório uma vez que o solo microreforçado admite uma deformação bem maior por causa da presença das fibras do que o solo puro.

O solo puro tem entrosamento entre seus grãos maior do que o solo microreforçado, por isso admite uma maior rigidez e, portanto, menor coeficiente de Poisson em relação ao solo com fibras.

A mistura solo + cimento + fibra é que fornece resultados contraditórios, pois era de se esperar resultados de coeficientes de Poisson menores com o aumento do período de cura e valores superiores quando comparado ao solo + cimento devido à presença das fibras na matriz.

Analisando o gráfico pode-se concluir que possivelmente o valor do coeficiente de Poisson da mistura com 19 dias seja valor coerente quando comparado ao solo + cimento com o mesmo tempo de cura.

Entretanto, pode-se alegar que este comportamento pode ter sido causado pelo valor atribuído à velocidade da onda S. Chega-se à conclusão de que o coeficiente de Poisson é um parâmetro considerado de difícil determinação, pois mesmo utilizando técnicas que desenvolvem pequeníssimas deformações (condição elástica do material) ainda sim, os valores encontrados admitem imprecisão (ver Figura 9.12).

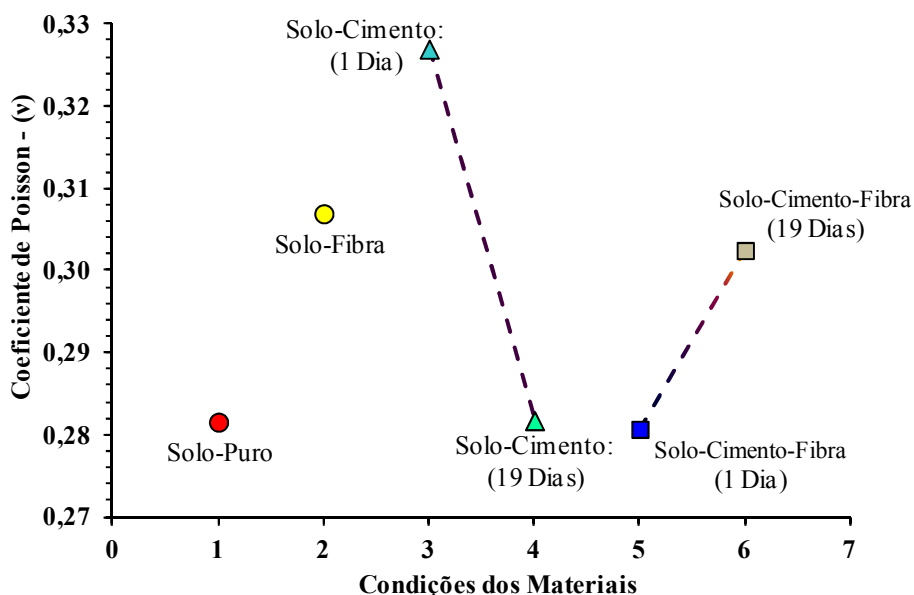


Figura 9.12 – Comparação entre o coeficiente de Poisson para os diferentes materiais

9.6 – Análise da Relação: Velocidades das Ondas Sísmicas & Seus Respectivos Módulos Versus Deformação

No presente tópico analisou-se o comportamento da mistura que forneceu maior rigidez, neste caso o solo + 5,0 % de cimento após 19 dias de cura, diante de ciclos de carga e descarga com tensões crescentes.

Inicialmente realizou-se leituras de ondas P e S, utilizando o aparelho ultrassônico PUNDIT, no corpo de prova sem antes tê-lo submetido à aplicação de carga, para servir de referência. Em seguida o corpo de prova foi colocado numa prensa automatizada e submetido à compressão axial até um valor correspondente aproximadamente 25 % da carga de ruptura. Ao atingir este valor a

carga foi retirada e logo em seguida realizou-se leituras de ondas com os transdutores ultrassônicos, repetiu-se o procedimento descrito para as carga correspondentes a 50, 75 e 100% da carga de ruptura.

Na Figura 9.13 ilustra-se o comportamento obtido pelo corpo de prova ao ser submetido aos ciclos de carga e descarga. Observa-se claramente que à medida que a carga aumenta o formato do ciclo torna-se mais aberto devido ao desenvolvimento da deformação plástica que evolui de acordo com o aumento da carga maior numero de quebra das ligações cimentícias entre os grãos de solo contribuindo dessa maneira para evolução da deformação permanente.

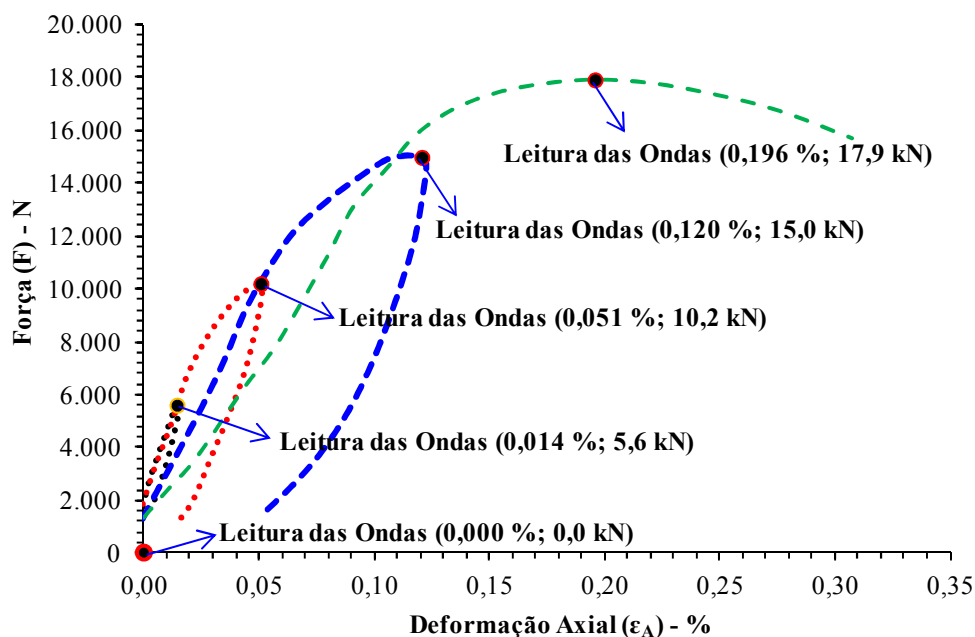


Figura 9.13 – Comportamento obtido pelo solo + cimento para ciclos de carga e descarga

Na Figura 9.14 ilustra-se o comportamento das velocidades das ondas P e S em função do aumento da deformação axial. Verifica-se que o aumento da deformação influencia de maneira significativa na redução da velocidade de propagação das ondas na matriz do solo + cimento.

A redução das velocidades em função do aumento da deformação axial é proporcionada pelo aumento no número de quebras das ligações cimentícias entre os grãos de solo. À medida que o esforço de compressão axial aumenta sobre o corpo de prova, este tende a resistir por meio do atrito desenvolvido entre seus grãos proporcionado pelo entrosamento entre os mesmos juntamente com a coesão desenvolvida pela cimentação artificial.

Quando o esforço aplicado sobre o CP tende a aumentar, os grãos tendem a se movimentarem entre si quebrando primeiramente a ligação desenvolvida pelo cimento e logo em seguida o entrosamento formado proporcionando um afastamento entre os grãos desenvolvendo a

chamada zona de ruptura, que para materiais rígidos, como é o presente caso, tende uma cunha que atravessa todo o CP no sentido do carregamento.

É devido à microfissuras desenvolvidas ao longo da cunha de ruptura que a velocidade das ondas sísmicas tende a diminuir, uma vez que as mesmas propagam-se pelos contatos entre os grãos de solo. Quanto maior o número de contatos maior é a facilidade das mesmas se propagarem.

Amaral (2009) já comentava que: “se a rigidez dos apoios conectores aumentar, ou ainda, se a massa volúmica do meio aumentar, é de se esperar um aumento da velocidade de propagação da onda”.

Fatores tais como: densidade, grau de cimentação (natural ou artificial), grau de saturação, etc, admitem grande influência nos valores dos módulos confinados e cisalhantes.

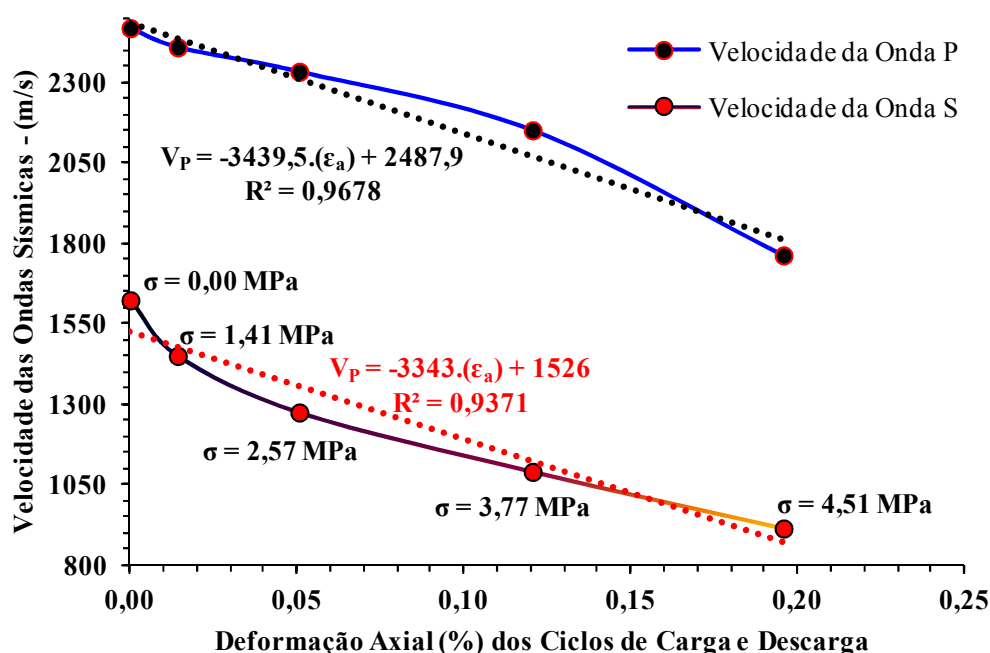


Figura 9.14 – Velocidade das ondas P e S em função do aumento da deformação axial

As alegações descritas anteriormente são as mesmas que justificam o comportamento obtido do módulo confinado (M_0) e do módulo cisalhante (G_0) já que ambos são determinados em função da velocidade das ondas primária e de compressão, respectivamente, e também porque não existiu variação do peso do CP durante o processo de realização do ensaio, o que poderia influenciar na densidade.

Na Figura 9.15 detalha-se o comportamento dos módulos citados em função dos ciclos de carga e descarga com aumento crescente de deformação axial. Nas Figuras 9.14 e 9.15 verifica-se uma boa correlação existente entre os parâmetros relacionados. Considerando o número N de observações igual ao número de relações entre as variáveis analisadas, portanto, $N = 5$, e

considerando um nível de significância de 95 %, o nível crítico para controle de correlação é $R^2 = 0,811$, portanto, todos os coeficientes de correlação obtidos estão acima do nível crítico, que por sua vez confirma mais uma vez a forte influência da quebra das ligações cimentícias na redução do valores das velocidades e dos respectivos módulos.

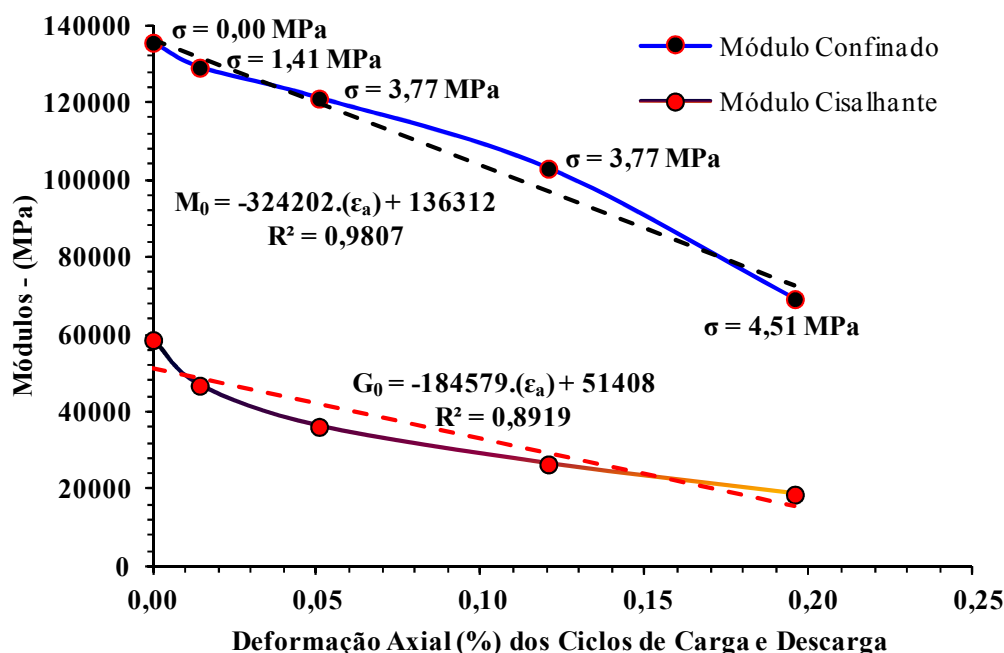


Figura 9.15 – Módulos confinado e cisalhante do solo-cimento em função do aumento da deformação axial

Na Figura 9.16 ilustra-se o gráfico do coeficiente de Poisson obtido em função dos ciclos de carga e descarga com aumento de tensão. Verifica-se o aumento do parâmetro em função do aumento da deformação axial, possivelmente devido à redução na rigidez proporcionada pelos fatores mencionados anteriormente.

Para se ter maior precisão dos parâmetros de rigidez durante o processo de deformação axial, com ou sem ciclos, faz-se necessário o uso dos transdutores piezométricos, instalados em câmaras triaxiais.

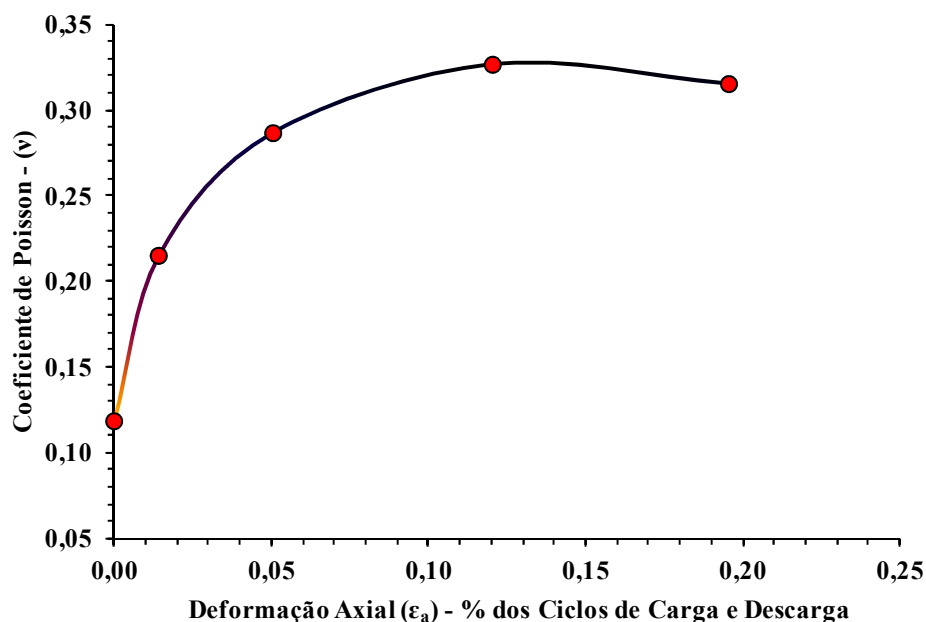


Figura 9.16 – Coeficiente de Poisson em função do aumento da deformação axial

9.7 – Análise da Relação: Módulo Confinado & Cisalhante Versus Teor & Comprimento das Fibras

Neste item descreve-se a influência do teor e do comprimento das fibras de 6 e 24 mm na matriz de solo + cimento.

Verifica-se por meio das Figuras 9.17 e 9.18 que, para ambos os tipos de fibras, o aumento do teor influencia significativamente na redução dos módulos confinado (M_0) e cisalhante (G_0), ou seja, quanto maior o teor de fibras na matriz de solo + cimento, menor é a velocidade da ondas de compressão (onda P) e, conseqüentemente, menor é a velocidade da onda de cisalhamento (onda S).

Possivelmente, a justificativa dos comportamentos observados encontra-se na redução do número de contatos físicos entre os grãos de solo.

Quando as fibras são incorporadas na matriz cimentícia de solo + 5 % de cimento, estas encontram-se distribuídas entre os vazios deixados pelos grãos e entre os próprios grãos de solo cimentados. Quando as mesmas encontram-se nos vazios deixados pelos os grãos cimentados, acredita-se não desenvolver influência na rigidez do compósito formado, entretanto, quando as fibras encontram-se entre os contatos dos grãos, muito provavelmente começam influenciar na rigidez passam a desenvolver um tipo de amortecimento na velocidade de propagação das ondas sísmicas por impedir o contato direto entre as superfícies dos grãos, já que as ondas propagam-se apenas pelos contatos entre os maciços dos grãos de solo.

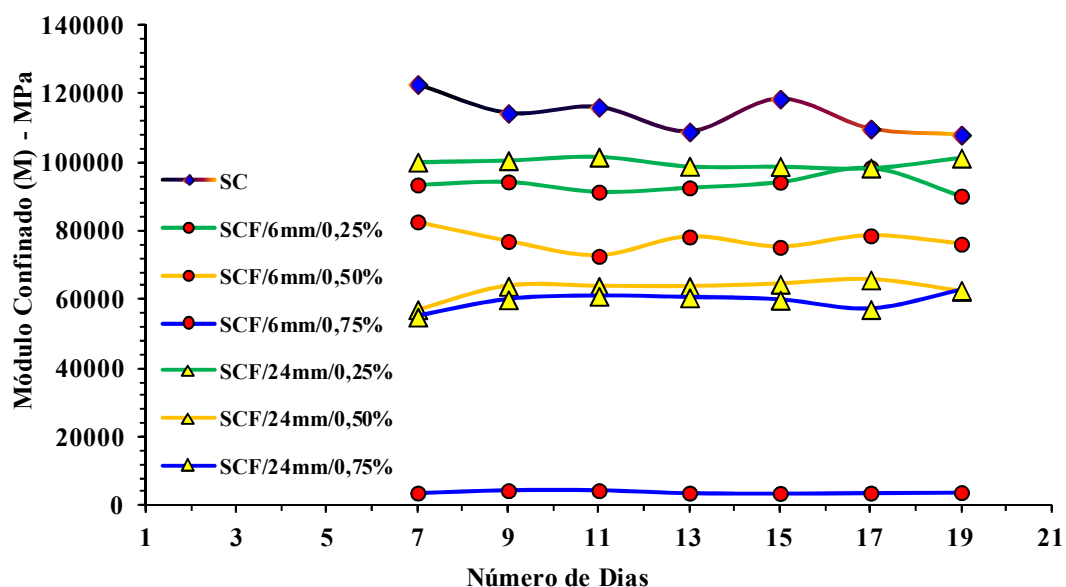


Figura 9.17 – Comportamento do módulo confinado versus teor e tipo de fibra

Provavelmente, se as fibras fossem fabricadas de material rígido, como por exemplo fibras de aço, a velocidade de propagação das ondas poderiam até ser superior do que no próprio solo-cimento, entretanto, por serem fabricadas por material polimérico, estas provocam redução na velocidade de propagação.

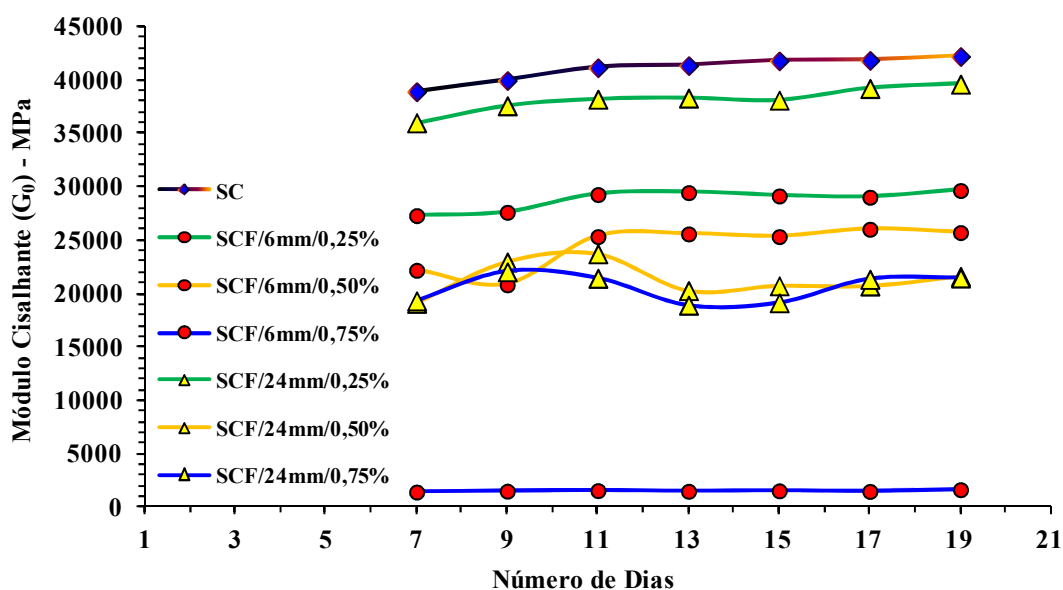


Figura 9.18 – Comportamento do módulo cisalhante versus teor e tipo de fibra

Embora os materiais contendo fibras tenham apresentados graus de compactação acima de 95 % da energia do Proctor intermediário, energia definida durante a realização dos ensaios, mesmo assim, verifica-se claramente que sua estrutura não apresenta a mesma rigidez.

Analisando os gráficos, observa-se que para o teor de 0,75% da fibra de 6 mm os módulos confinado e cisalhante sofrem redução de aproximadamente 96 % em relação ao solo + cimento, enquanto para a fibra de 24 mm de comprimento a redução do módulo para o mesmo teor é de 49 %.

Esse comportamento talvez possa ser explicado com base nas alegações de que a fibra de menor tamanho sempre apresentava maior dificuldade para se separar durante o processo de moldagem. Sempre que se utilizava um teor maior do respectivo tipo de fibra, mais a mistura adquiria emaranhados das mesmas, que por sua vez dificultavam melhor distribuição ao longo do maciço do CP. Assim, muitos filamentos de fibras ficavam concentrados em uma única parte da estrutura da matriz, ou até mesmo aderidos entre si funcionando como único filamento de diâmetro duplicado ou superior assim fosse à quantidade de filamentos unidos.

Portanto, devido as características citadas justifica-se a elevada redução dos módulos M_0 e G_0 em relação à fibra de 24 mm de comprimento.

De modo geral, uma vez justificado o comportamento dos módulos em função do teor e do comprimento das fibras em relação apenas ao solo + cimento, de maneira específica, é difícil explicar o comportamento detalhado entre os comprimentos das fibras. Faz-se necessário, portanto, um estudo bem mais específico do comportamento estrutural das misturas contendo fibras de comprimentos variados em relação ao comportamento a pequenas deformações.

Cada ponto definido nos gráficos corresponde à média de leituras realizadas em três corpos de prova. As leituras das ondas começaram a serem realizadas a partir do sétimo dia de cura, e depois a cada dois dias, dessa maneira, foram realizadas leituras de ondas com 7, 9, 11, 13, 15, 17 e 19 dias de cura. Logo em seguida, os CPs foram submersos em água durante dois dias e levados à ruptura por compressão simples.

O objetivo da realização das leituras das ondas para os dias de cura é que, após o sétimo dia a mistura contendo cimento (de alta resistência inicial - ARI) admite uma resistência considerada bastante satisfatória para começar a realizar qualquer tipo de ensaio, portanto, após sete dias outra quantidade de corpos de prova com as mesmas características de misturas foram submetidos ao ensaio de durabilidade cujo tempo médio de um (01) ciclo corresponde a 48 horas e como o ensaio é composto por 6 ciclos, são doze dias.

Assim o objetivo foi o de comparar as características de rigidez das misturas submetidas ao ensaio de durabilidade com as misturas não submetidas ao tipo de ensaio, comparando, a rigidez entre ambas as misturas a cada ciclo do ensaio.

No próximo tópico detalha-se a comparação dos módulos confinado e cisalhante das misturas submetidas e não submetidas aos ciclos de molhagem e secagem do ensaio de durabilidade.

9.8 – Análise da Relação: Comparação Entre os Módulos Confinado & Cisalhante para as Misturas Submetidas & Não Submetidas aos Ciclos de Molhagem & Secagem do Ensaio de Durabilidade

Neste tópico detalha-se a comparação entre os módulos M_0 e G_0 das misturas quando submetidas e não submetidas ao ensaio de durabilidade.

Com o objetivo de facilitar a visualização do comportamento dos materiais diante das duas condições desenvolvidas, desenvolveram-se os gráficos contidos nas Figuras 9.19 a 9.22.

Na Figura 9.19 detalham-se as velocidades das ondas primária e secundária para a mistura de solo + 5,0 % de cimento, quando submetidas e não submetidas aos ciclos de molhagem e secagem durante o ensaio de durabilidade.

Verifica-se que, quando se submete a mistura de solo + cimento ao ensaio de durabilidade, observa-se uma redução da velocidade de propagação da onda P durante os seis ciclos de molhagem e secagem.

Talvez essa redução seja devido a ausência de sucção desenvolvida pela falta de umidade presente nos corpos de prova uma vez que realizava-se leituras de ambas as ondas, P e S, após o CP permanecer 42 horas em estufa submetidos a uma temperatura de 71 ± 2^0 C, e logo em seguida, durante o tempo de 01 hora os mesmos serem esfriados e submetidos ao processo de escovação.

Observa-se que a partir do 9^o dia, que corresponde ao final do 1^o ciclo, a velocidade da onda P é sempre menor, pois acredita-se que a sucção, que contribui para o desenvolvimento de uma tensão de confinamento interna do CP, tenha valor nulo devido a total ausência da umidade no corpo de prova.

Outro fator que também pode ser alegado seria a redução do contato dos transdutores com as superfícies de base e topo do corpo de prova, que tendia a desenvolver uma superfície irregular após o processo de escovação, entretanto, este fator foi desprezado uma vez que comparou-se os valores de ambas as ondas em corpos de prova submetidos ao processo molhagem e secagem com e sem escovação e, não se notou nenhuma diferença entre os resultados.

Analisando o comportamento da onda S, verifica-se que a mesma praticamente não sofre influência quando o CP foi submetido aos ciclos de molhagem e secagem, possivelmente porque a onda P é mais sensível à variação de umidade do que a onda S.

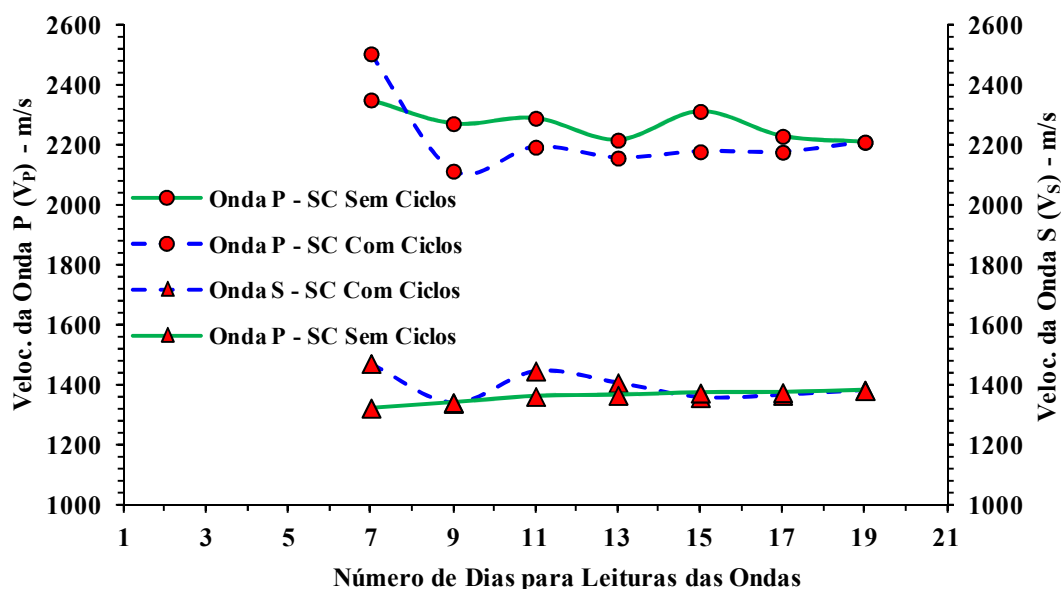


Figura 9.19 – Comportamento das ondas P e S para as condições com e sem realização do ensaio de durabilidade

Analisando os comportamentos dos módulos confinados e cisalhantes ilustrados na Figura 9.20, verifica-se comportamento semelhante para as velocidades das ondas P e S. Entretanto, para calcular os respectivos módulos leva-se em consideração a densidade da mistura que esta intrinsecamente ligada ao peso do material e dependente da umidade presente na mistura. Assim, os módulos encontrados para os CPs de solo-cimento submetidos ao ensaio de durabilidade apresentam valores inferiores quando comparados aos CPs não submetidos aos ensaios.

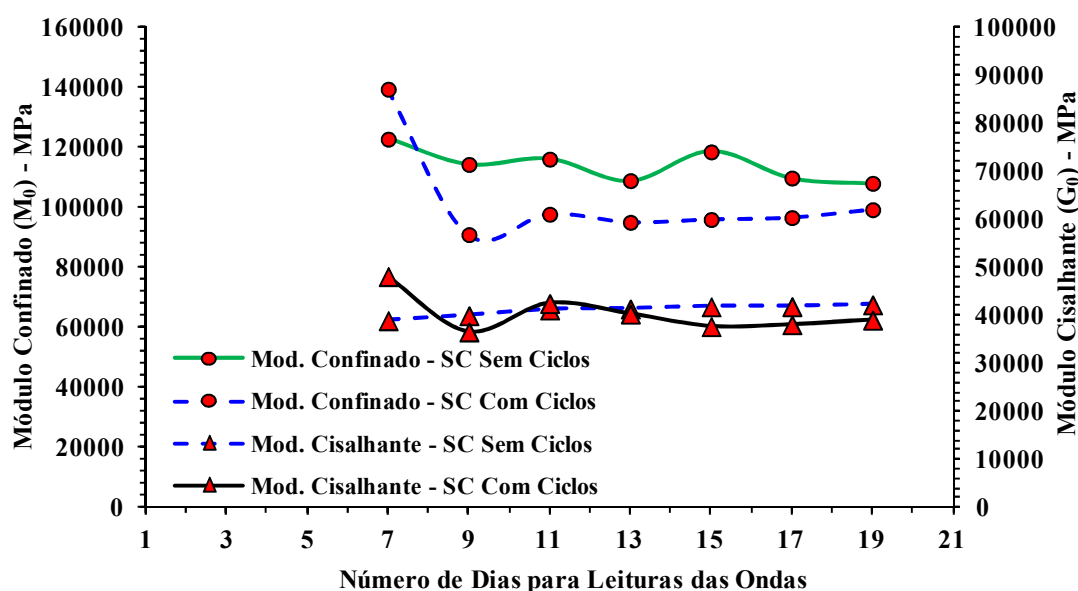


Figura 9.20 – Comportamento dos módulos M_0 e G_0 para as condições com e sem realização do ensaio de durabilidade

A redução de ambos os módulos é devido à diminuição do peso provocado pela ausência de umidade.

Não se pode afirmar que a ação dos ciclos de molhagem e secagem degrada as ligações cimentícias entre os grãos do solo, pois se isso ocorresse a resistência a compressão simples após o ensaio de durabilidade seria bem inferior comparando ao mesmo tipo de mistura sem submissão ao ensaio de durabilidade.

O que foi verificado no ensaio de compressão simples após os corpos de prova serem submetidos ao ensaio de durabilidade foi aumento na resistência devido, possivelmente, a uma aceleração no processo de hidratação dos produtos do cimento.

Dessa maneira, era de se esperar um aumento na rigidez das misturas e não uma redução, porém, este aumento seria possível se as misturas fossem comparadas contendo o mesmo peso, ou seja, o mesmo teor de umidade, só assim seria possível perceber a influência dos ciclos de molhagem e secagem na rigidez da mistura de solo-cimento.

Analisando as misturas contendo fibras, observa-se de maneira geral o mesmo comportamento obtido para o solo + cimento, ou seja, uma redução do módulo confinado e cisalhante quando se submetem os corpos de prova aos ciclos de molhagem e secagem. Nas Figuras 9.21 e 9.22 ilustram-se os gráficos dos comportamentos obtidos para o módulo cisalhante das misturas contendo, respectivamente, as fibras de 6 mm e 24 mm.

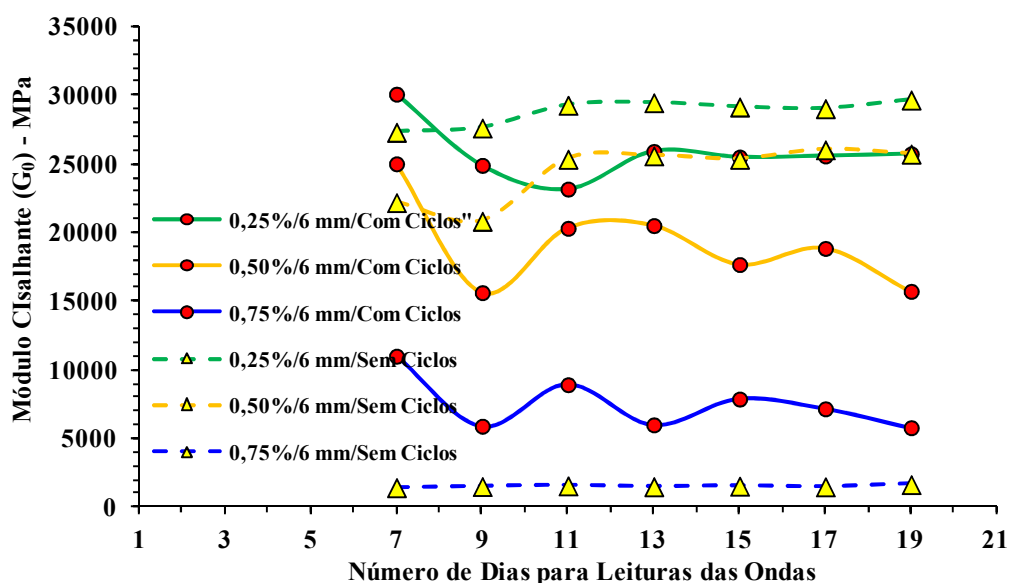


Figura 9.21 – Comportamento dos módulos G_0 para as misturas contendo FibroMac-6 submetidas e não submetidas ao ciclos do ensaio de durabilidade

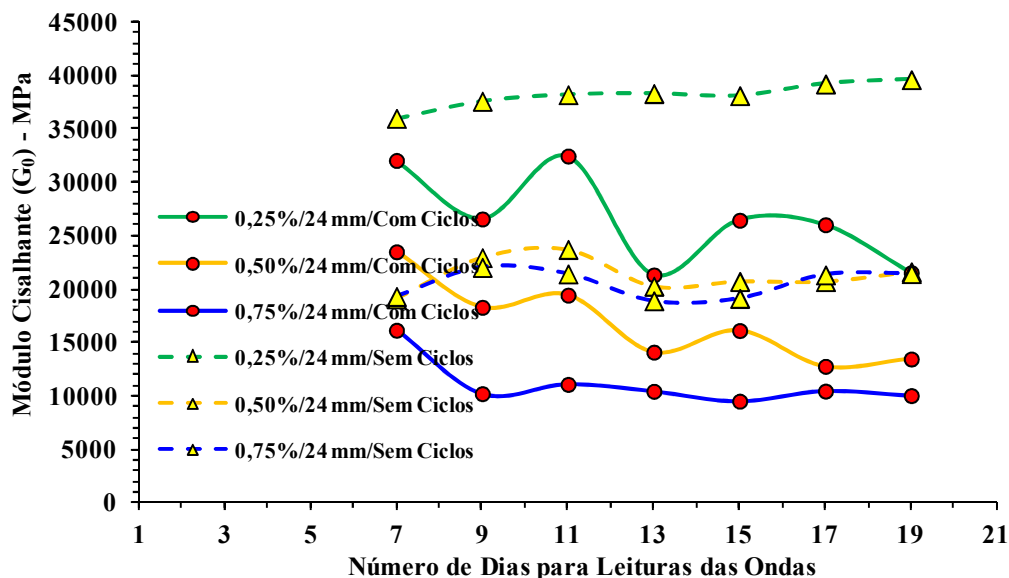


Figura 9.22 – Comportamento dos módulos G_0 para as misturas contendo FibroMac-24 submetidas e não submetidas ao ciclos do ensaio de durabilidade

No caso do teor de 0,75% da fibra de 6 mm, observa-se um comportamento contrário dos demais, ou seja, o módulo cisalhante para a condição submetida ao ensaio de durabilidade é maior do que a condição não submetida. Faz-se necessário, um estudo mais detalhado sobre este comportamento.

9.9 – Análise da Relação: Velocidade das Ondas P versus Grau de Saturação

Neste último item, utilizou-se os transdutores piezocerâmicos Bender/Extender elements para analisar o comportamento do solo + 5,0 % de cimento e do solo + 5,0 % de cimento + 0,75 % da fibra de 24 mm, diante do aumento do grau de saturação dos corpos de prova. Utilizaram os transdutores acoplados nas partes constituintes da câmara triaxial.

Verificou-se que, na medida em que o grau de saturação, verificado pelo parâmetro de Skempton ($\bar{B}$), elevava-se, também se desenvolvia um aumento quase que proporcional no valor da velocidade da onda P. Nas Figuras 9.23 e 9.24 detalham-se os resultados das velocidades das ondas P e S diante do aumento do parâmetro $\bar{B}$ de Skempton, ou seja, diante do aumento do grau de saturação das amostras de solo-cimento e solo-cimento-fibra respectivamente.

Em função do número de amostras e considerando um nível de insignificância de 1 %, verifica-se que as amostras apresentaram coeficiente de correlação acima do nível crítico. Isto implica que existe uma forte relação entre o aumento do grau de saturação com o aumento da velocidade da onda P.

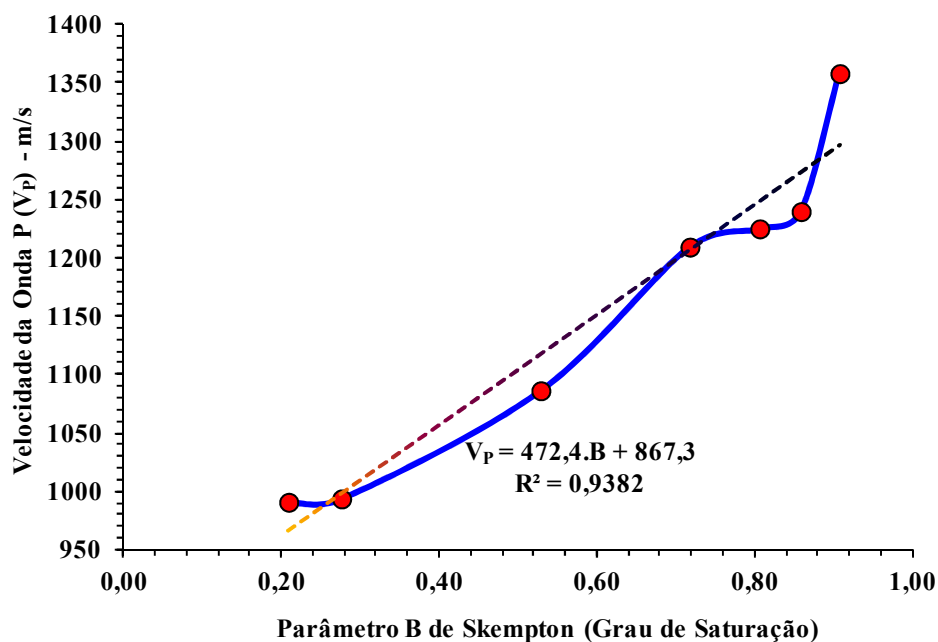


Figura 9.23 – Velocidade da onda P diante do aumento do grau de saturação do solo-cimento

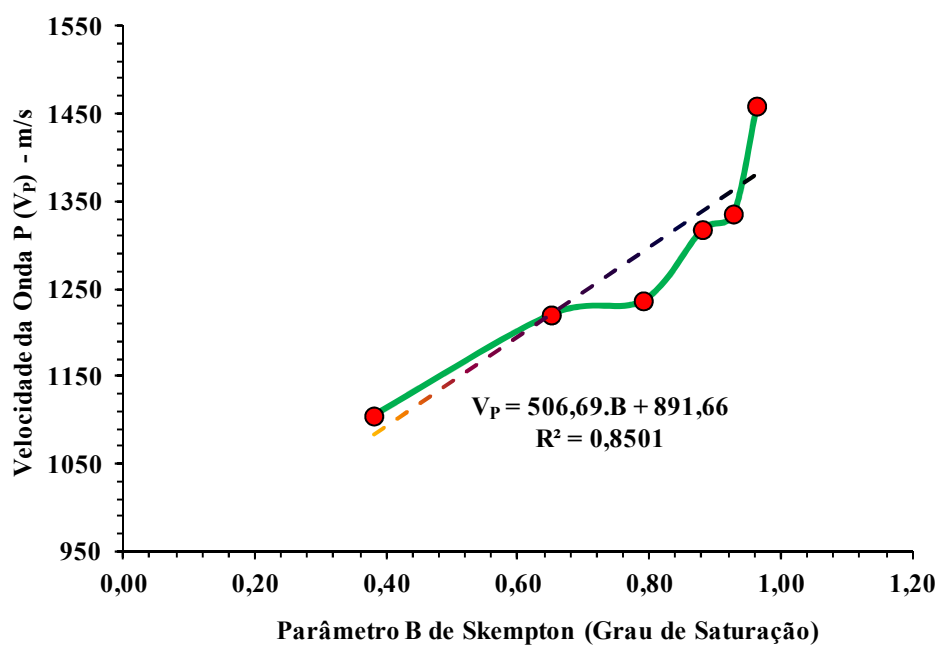


Figura 9.24 – Velocidade da onda P diante do aumento do grau de saturação do solo-cimento-fibra

Se a velocidade da onda P aumenta diante da elevação do grau de saturação, consequentemente, o módulo confinado (M_0) também eleva-se, tanto devido a V_P , quanto devido ao aumento da densidade proporcionada pela elevação da umidade na amostra. Entretanto, uma vez que, durante o processo de saturação sempre elevou-se a “Confinante Pressure e a Back Pressure” mantendo uma diferença entre ambas de 20 kPa, não houve aumento da tensão de confinamento

para contribuir com o aumento das velocidades. Assim, conclui-se que o aumento da velocidade de propagação da onda P dá-se pela água.

Enquanto o corpo de prova, de ambas as misturas, encontrava-se apenas com a umidade de moldagem ou totalmente seco, a propagação das ondas P e S dava-se apenas pelos contatos existentes entre os grãos de solo. Entretanto, após o processo de percolação e início da etapa de saturação, o aumento da pressão da água (Back Pressure) no interior do CP, objetivando um grau de saturação satisfatório fez que a água dissolvesse o ar contido no interior do CP e preenchesse todos os vazios contidos entre os grãos de solo de modo que através destes passava-se a se conectar ao longo de todo o maciço do CP.

Na medida em que o grau de saturação era aumentado, a pressão na água entre os vazios deixados pelos grãos de solo elevava-se e, como a água é incompressível e encontrava-se preenchendo praticamente todos os vazios entre os grãos, as ondas P desenvolviam caminhos preferenciais de propagação por meio da água intersticial. Assim se desenvolve o aumento da velocidade de propagação da onda P em função do aumento do grau de saturação nas amostras.

No solo-cimento pelo menor índice de vazios, proporcionado por melhor entrosamento entre os grãos de solo juntamente com os grãos de cimento, é mais denso e menos permeável, observa-se um grau de saturação máximo de $\bar{B} = 0,91$. O grau de saturação obtido pelo solo-cimento-fibra foi $\bar{B} = 0,96$, e, verificou-se maior velocidade de propagação da onda P no solo-cimento-fibra $V_{P \text{ (Solo-Cimento-Fibra)}} = 1459,13 \text{ m/s}$ do que no solo-cimento $V_{P \text{ (Solo-Cimento-Fibra)}} = 1358,14 \text{ m/s}$.

De acordo com a literatura técnica sabe-se que a velocidade desenvolvida por uma onda P depende do meio no qual se propaga. Este tipo de onda pode alcançar valor da ordem de 330 m/s no ar, 1.500 m/s na água e até 5.000 m/s no granito. No caso das ondas S, como já se sabe, estas por sua vez provocam alterações morfológicas sem variação de volume e se propagam apenas em meios sólidos uma vez que os fluidos, como os gases e os líquidos, não suportam forças de cisalhamento.

9.10 – Síntese do Capítulo

Resume-se às análises realizadas sobre a influência do teor e dos comprimentos das fibras, e também das condições em que as misturas foram submetidas diante dos ensaios de ondas sísmicas de laboratório.

Para as misturas contendo cimento, ficou nítido que o aumento do tempo de cura contribuiu para o aumento do módulo confinado (M_0) e cisalhante (G_0) dos materiais.

Foi verificado que, quanto maior o grau de cimentação maior era a velocidade das ondas de compressão e de cisalhamento no meio, e, portanto, maiores foram os módulos confinados e cisalhantes.

Realizando uma comparação entre os materiais após o processo de desmoldagem, ficou evidenciado que o solo-cimento foi o material que apresentou maior valor do módulo cisalhante, seguido do solo puro (natural), solo-cimento-fibra e por último solo-fibra.

Ficou evidenciado que para a mistura de solo-cimento a redução do coeficiente de Poisson foi proporcional ao aumento do período de cura.

O coeficiente de Poisson é um parâmetro considerado de difícil determinação, mesmo utilizando técnicas que desenvolvem pequeníssimas deformações ainda assim, os valores tem imprecisão.

Foi observado que o aumento da deformação axial influenciou de maneira significativa na redução da velocidade de propagação das ondas na matriz do solo + cimento. A redução de velocidades em função do aumento da deformação axial foi proporcionada pelo aumento no número de quebras das ligações cimentícias entre os grãos de solo.

Também observou-se que o aumento do coeficiente de Poisson foi proporcional ao aumento da deformação axial.

Analisando o aumento do teor de fibras na matriz do solo-cimento foi observado que o aumento influencia significativamente na redução do módulo cisalhante (G_0), e que a fibra menor apresentou redução mais acentuada no valor do módulo cisalhante do que a fibra maior.

Quando se submeteu a mistura de solo + cimento ao ensaio de durabilidade, observou-se redução da velocidade de propagação da onda P durante os seis ciclos de molhagem e secagem. A onda S, praticamente não sofreu influência quando os CPs foram submetidos aos ciclos de molhagem e secagem, possivelmente porque a onda P é mais sensível a variação de umidade do que a onda S.

Com base nos resultados das ondas sísmicas durante a realização do ensaio de durabilidade, não se pode afirmar que a ação dos ciclos de molhagem e secagem degradam as ligações cimentícias entre os grãos do solo. Se isso ocorresse, a resistência à compressão simples após o ensaio de durabilidade seria bem inferior quando comparado ao mesmo tipo de mistura sem submeter ao tipo de ensaio. Foi verificado que, possivelmente, com o aumento do grau de saturação a onda P deixou de se propagar pelos contatos existentes entre os grãos e passou a se propagar pela água.

CAPÍTULO X: APRESENTAÇÃO & ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA UTILIZANDO O SCANNER ELECTRONIC MICROSCOPY (SEM) DA PHENOM

Neste último capítulo apresenta-se de maneira sucinta, porém, detalhada os resultados obtidos da mineralogia da fração granular do solo e as imagens microscópicas do solo-cimento e do solo-cimento-fibra obtidas do ensaio de microscopia eletrônica de varredura.

A análise dos resultados inicia-se pela apresentação dos dados obtidos sobre a mineralogia da fração granular do solo (areia), realizada no Laboratório de Geologia Sedimentar (LAGESE) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

Para realizar a análise mineralógica da fração granular do solo, inicialmente foi destorroado cerca de 200 g do mesmo e, logo em seguida colocou-se ao ar livre. Depois de seco ao ar, o solo foi lavado com água corrente nas peneiras de aberturas 2,00 mm (Nº 10) e 0,062 mm. Os grãos retidos nas respectivas peneiras foram levados para a estufa a uma temperatura de 100 °C durante 24 horas e foram levados, separadamente em sacos plásticos, identificados por etiquetas, para o LAGESE.

No LAGESE, a análise mineralógica foi realizada por lupa binocular do tipo Leica – Ez4 d. Através desta lupa fotografou-se, com aumento de 8 x, a fração granular do solo, ilustrada na Figura 10.1.

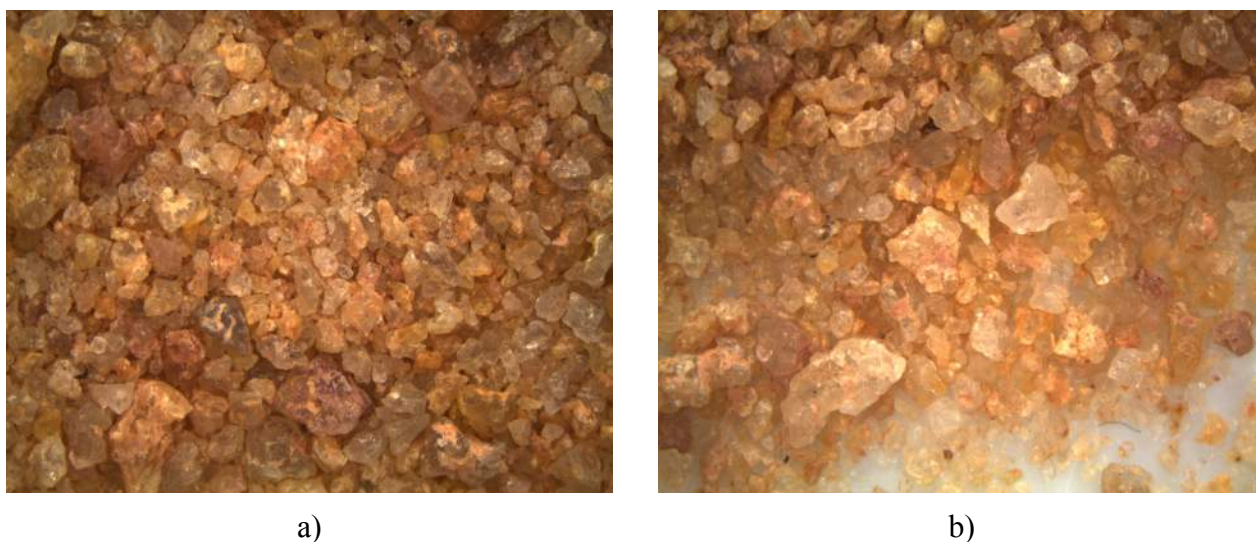


Figura 10.1 – Imagem do solo: a) Fração granular do solo: a) Grãos de areia entre 0,062 mm < ϕ < 2,00 mm e b) Grãos de areia com ϕ > 2,00 mm

Com base nas fotografias obtidas, segundo a Professora Lúcia Valença do Departamento de Geologia e Geofísica Marinha da UFPE, a fração granular do solo é classificada como sendo

constituída por grãos de areia pobremente selecionados, variando de sub-arredondados e sub-angulosos, compostos essencialmente de quartzo hialino, por vezes recoberto por uma camada de argila branca.

As microfotografias obtidas através do MEV, encontram-se ilustradas nas figuras a seguir, onde se observam os produtos de hidratação do cimento, fibra e fibra-matriz. Para melhor entendimento das fotografias faz-se necessário explicar o desenvolvimento da hidratação do cimento. A pasta de cimento, que envolveu os grãos do solo estudado, é constituída por diferentes tipos de compostos hidratados do cimento. Os mais importantes são os silicatos de cálcio hidratado (C-S-H) que podem aparecer como estruturas fibrosas, o carbonato de cálcio (Portlandita) que se cristaliza em grandes placas hexagonais superpostas e a etringita que cristaliza-se no início da pega do cimento na forma de agulhas.

Hidróxido de Cálcio (Portlandita) – Ca(OH)_2

O hidróxido de cálcio, Ca(OH)_2 , é um produto da hidratação do cimento e que apresenta uma estrutura cristalina bem definida, conhecida como Portlandita. Representa cerca de 20 a 25 % do volume de sólidos da pasta hidratada (MINDESS & YOUNG, 1981; MEHTA & MONTEIRO, 1994).

A sua forma é de grandes cristais hexagonais, por isso apresenta pequena superfície específica se comparado ao silicato de cálcio hidratado e ao sulfoaluminato de cálcio. A forma e o tamanho dos cristais são afetados pela temperatura de hidratação, espaço disponível e impurezas. Em contraste com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), o hidróxido de cálcio é um composto com uma estequiometria bem definida (FREITAS, 2001).

Na Figura 10.2 ilustram-se as fotografias do hidróxido de cálcio (C-H ou Ca(OH)_2) obtidas através da microscopia eletrônica de varredura utilizando o SEM (Scanning Electronic Microscopy) da PHENOM. Para ter realmente certeza dos constituintes químicos presentes na amostra analisada era necessário realizar o ensaio EDX (Energy Dispersive X-Ray), porém, este tipo de ensaio não foi realizado, e interpretaram-se as imagens obtidas pelo MEV com base em comparações com fotografias encontradas na literatura técnica, por exemplo: Mehta & Monteiro (1994).

Por meio do software do SEM foi possível medir as dimensões de alguns hexágonos de Ca(OH)_2 (Ver Figuras 10.2 b) e d)). As espessuras medidas variaram entre 1,1 a 1,3 μm (10^{-6} m) e as dimensões dos lados admitiram valores da ordem de 6,47 a 20,4 μm . A morfologia dos cristais variou bastante, apresentando desde formas não identificáveis até pilhas de placas hexagonais geometricamente bem definidas.

A imagem ilustrada na Figura 10.2 a) teve um aumento de mil vezes (1000 x) o tamanho real do objeto analisado, a imagem 11.2 b) teve aumento de três mil vezes (3000 x), a imagem da Figura 10.2 c) teve uma aumento da ordem de dez mil vezes (10.000 x) e a imagem ilustrada na Figura 10.2 d) foi obtida por meio de um aumento de dois mil quinhentos e oitenta vezes (2580 x) o tamanho real do objeto.

Ao silicato de cálcio hidratado, o potencial de contribuição do hidróxido de cálcio para a resistência devido a forças de Van de Waals é limitado, consequência de uma superfície específica consideravelmente menor (SILVEIRA, 2006). Além disso, o hidróxido de cálcio é formado pela reação de hidratação do C_3S e do C_2S .

A reação do C_3S produz mais hidróxido de cálcio do que a reação do C_2S , e a presença de uma quantidade considerável de $Ca(OH)_2$, no concreto é indesejável, por ter a solubilidade maior do que a do silicato de cálcio hidratado (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

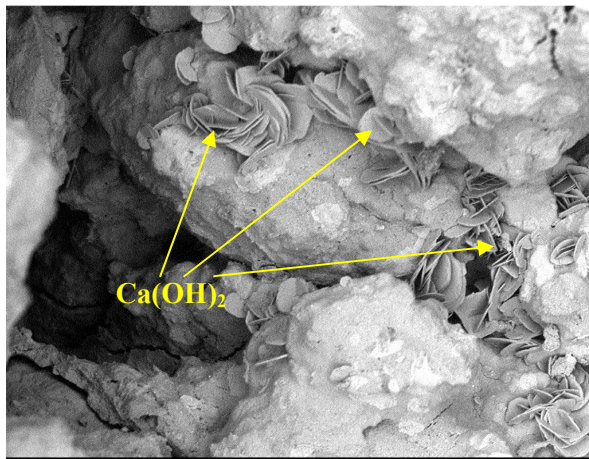
Sulfoaluminato de Cálcio

Os sulfoaluminato de cálcio ocupam de 15 a 20 % do volume de sólidos na pasta endurecida e, conseqüentemente, desempenham um papel menor das relações estrutura-propriedade (MINDESS & YOUNG, 1981; MEHTA & MONTEIRO, 1994). Durante os primeiros estágios da hidratação, a relação iônica sulfato/alumina da solução geralmente favorece a formação de etringita ($C_6AS_3H_{32}$) que forma cristais prismáticos aciculares.

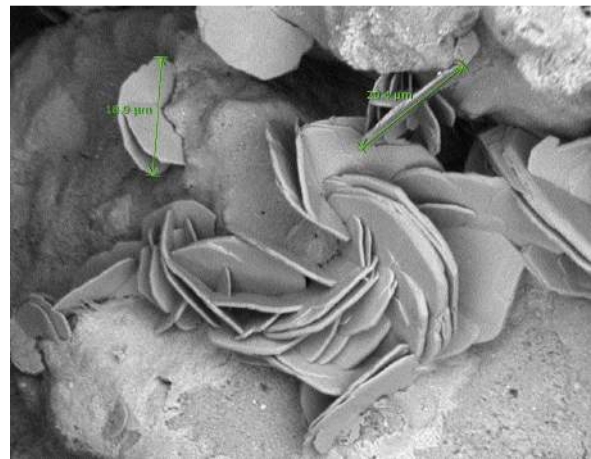
A formação das agulhas de etringita começa após o início da hidratação do cimento, sendo responsável pelo fenômeno de pega e desenvolvimento da resistência inicial. Após alguns dias, dependendo da proporção alumina-sulfato do cimento Portland, a etringita pode torna-se instável e decompor-se para formar o monossulfato hidratado, que é uma forma mais estável, dependendo das condições de solitação ambiental (contaminação por sulfatos) ou condições térmicas (GALVÃO, 2003).

O resultado da formação de etringita e do monossulfato hidratado provém da adição de sulfato, na forma de gesso, ao cimento com o objetivo de retardar a reação do C_3A com a água, que é imediata.

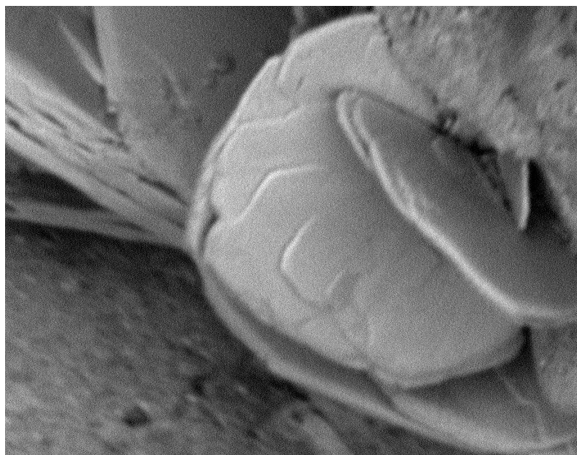
O tempo e a exposição ao cloreto de sódio proporcionaram uma evolução na quantidade e tamanho dos cristais de etringita. Sendo a etringita um material expansivo, essa evolução pode levar este material a menor durabilidade se comparado a um concreto onde a formação da etringita não acontece. Na Figura 10.3 ilustram-se exemplos da presença de etringita na forma de agulha.



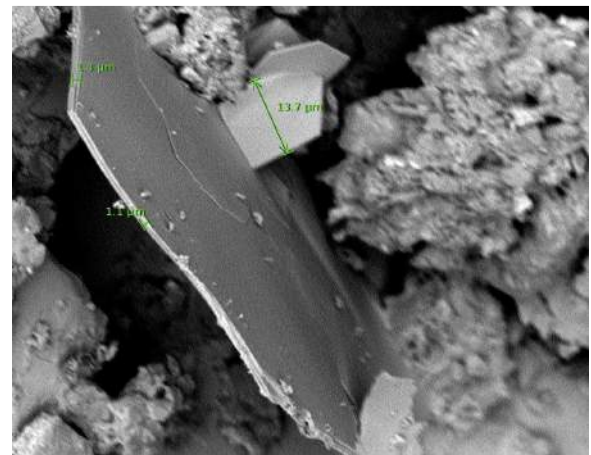
a)



b)

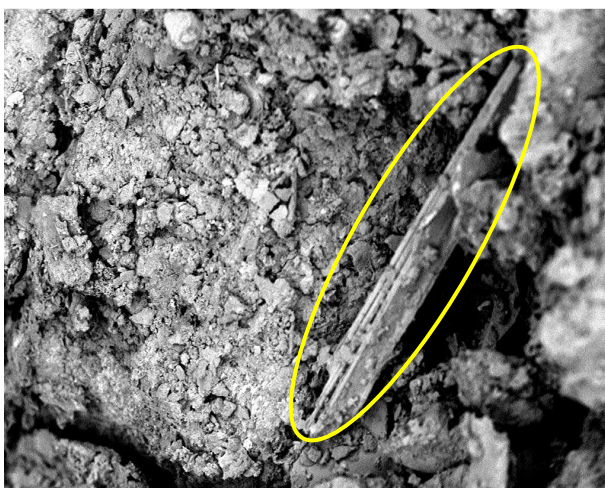


c)

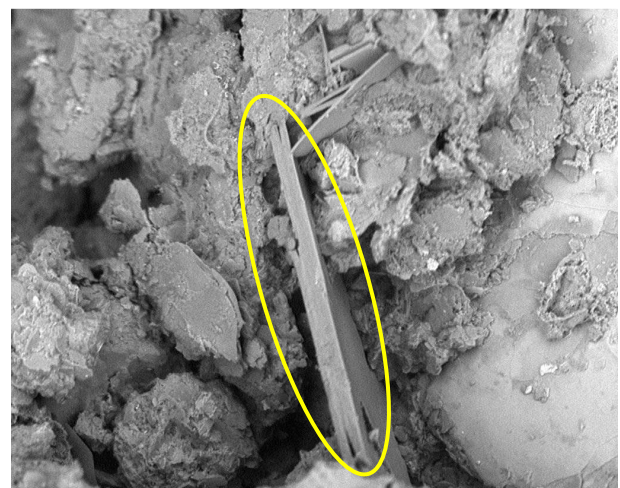


d)

Figura 10.2 – Imagens obtidas pelo SEM do possível composto hidratado hidróxido de cálcio contido na pasta do cimento ARI utilizado no estudo.



a)



b)

Figura 10.3 – Imagens da etringita ($C_6AS_3H_{32}$) obtidas pelo SEM nos materiais desta pesquisa

Silicato de Cálcio Hidratado (C-S-H)

A fase do silicato de cálcio hidratado, abreviada para C-S-H constitui de 50 a 60 % do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland completamente hidratado e é, a mais importante na determinação das propriedades da pasta. A morfologia varia de fibras pouco cristalinas a um reticulado cristalino. Devido a suas dimensões coloidais e à tendência a aglomerar, os cristais puderam ser observados com o advento do MEV. A estrutura cristalina interna do C-S-H também permanece não totalmente distinguível, e assumida como semelhante à do mineral natural tobermorita, por isso, foi às vezes denominada gel de tobermorita.

Com bases nas microfotografias realizadas não foi possível encontrar ou até mesmo interpretar a presença deste composto. Entretanto, foi possível identificar a presença dos grãos anidros de cimento no meio da matriz devido à sua coloração.

De acordo com Monteiro citado por Dal Molin (1995), os grãos anidros de cimento possuem a coloração mais clara, o hidróxido de cálcio tem a coloração cinza claro, o silicato de cálcio hidratado é de coloração cinza escuro e os vazios coloração preta.

Assim, na Figura 10.4 ilustra-se a presença de grãos anidros de cimento por meio de uma ampliação igual a trezentos e trinta vezes (330 x).

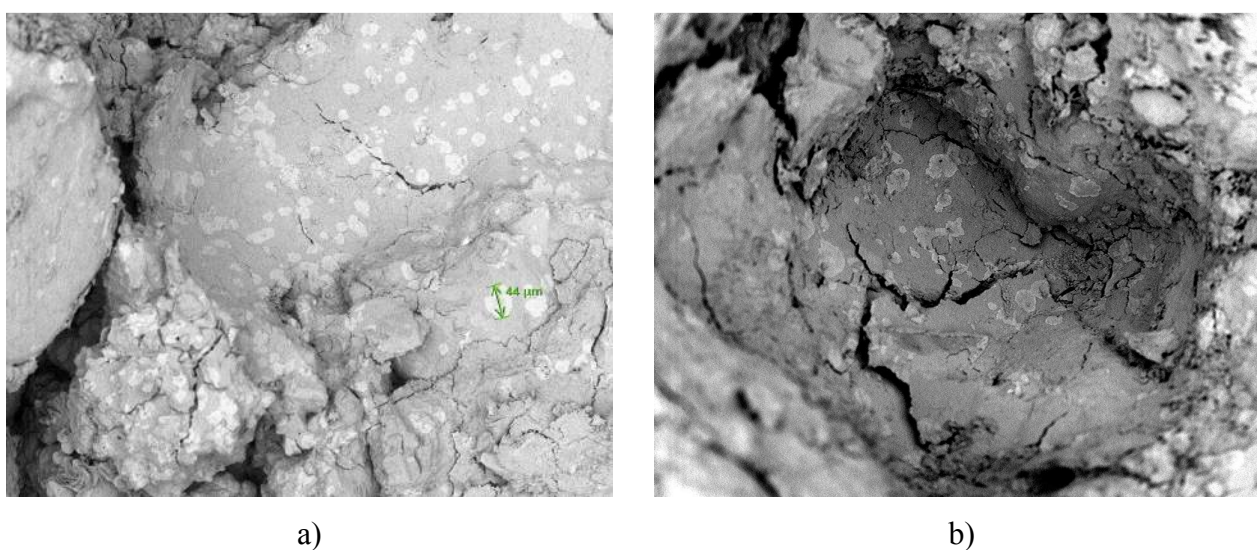


Figura 10.4 – Imagens de grãos anidros do cimento ARI representados pelos pontos claros

O processo de hidratação dos grãos de cimento observados pelo MEV apresenta três (03) estágios, onde as reações que ocorrem e suas velocidades variam bastante. Segundo Scrivener (1989) as divisões desse processo ocorrem, aproximadamente, entre três e vinte e quatro (24) horas.

De acordo com Freitas (2001) o primeiro estágio consiste no início da hidratação dos grãos de cimento. Nos primeiros minutos após a mistura do cimento com a água, nota-se o aparecimento

de uma camada gelatinosa na superfície do grão anidro de cimento. Essa fase é difícil de ser observada microscopicamente porque a maioria da água de amassamento ainda está livre. Inicia-se a rápida dissolução dos sulfatos e aluminatos, produzindo pico de liberação de calor de hidratação.

Nas horas seguintes, a concentração de silicatos diminui enquanto aumenta de íons cálcio; então, inicia-se a formação de CH (hidróxido de cálcio) e CSH (silicato hidratado de cálcio). A taxa de calor liberado na hidratação diminui e a viscosidade aumenta. A duração desse período é de cerca de três (03) horas.

O estágio intermediário ou segundo estágio consiste na hidratação. Esta etapa começa após três horas e termina em 24 horas, aproximadamente. Os grãos reagem formando C-S-H e C-H a partir do C_3S .

As camadas superficiais de C-S-H, que iniciaram a cristalização, desprendem-se do grão, permitindo que água o atinja e que novas camadas de C-S-H sejam formadas. Inicia-se um novo pico de calor de hidratação e o entrelaçamento dos cristais de diferentes grãos estabelece o fim de pega e início do ganho de resistência, com a diminuição da porosidade. O C-S-H tipo I e o C-S-H tipo II predominam.

Após 24 horas, aproximadamente, cerca de 30% da hidratação já ocorreu, e os grãos menores que $5\text{ }\mu\text{m}$ (10^{-6} m) e $15\text{ }\mu\text{m}$ reagem até sete dias, variando com o teor e reatividade do cimento. Além disso, o tamanho do grão têm importância durante a hidratação do cimento, visto que existe uma relação entre dimensão da partícula e tempo de hidratação (grau de hidratação), conforme pode ser observado na Tabela 10.1.

Da mesma maneira, o tamanho dos cristais hexagonais de Ca(OH)_2 será controlado pelo espaço disponível para seu desenvolvimento. É nesse estágio que começa a aderência partícula-partícula e pasta-agregado (FREITAS, 2001).

Tabela 10.1 – Relação entre dimensão das partículas de cimento Portland e tempo de hidratação sob condições normais de cura (TAYLOR, 1992)

Dimensão da Partícula - (μm)	Tempo de Hidratação - (Dias)
0,43 a 0,47	1
1,70 a 2,60	7
3,50 a 5,40	28
6,10 a 8,90	150
> 45	Muito Difícil de Ocorrer a Hidratação
> 75	Nunca se Hidratam

O terceiro estágio é o estágio final de hidratação. À medida que a hidratação contínua, a camada de C-S-H torna-se mais densa e a taxa de emissão de calor diminui significativamente. Acredita-se que a desaceleração da hidratação se deve à dificuldade da água atingir o núcleo anidro, ou seja, a permeabilidade diminui bastante dificultando que a água alcance o grão anidro. Com isso, o processo topoquímico torna-se muito significativo.

O ganho de resistência continua, mas seu crescimento desacelera com o tempo. Após os 28 dias, esse ganho é controlado pela hidratação do C_2S , numa taxa muito pequena.

Na Figura 10.5 é mostrado um diagrama esquemático do desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland.

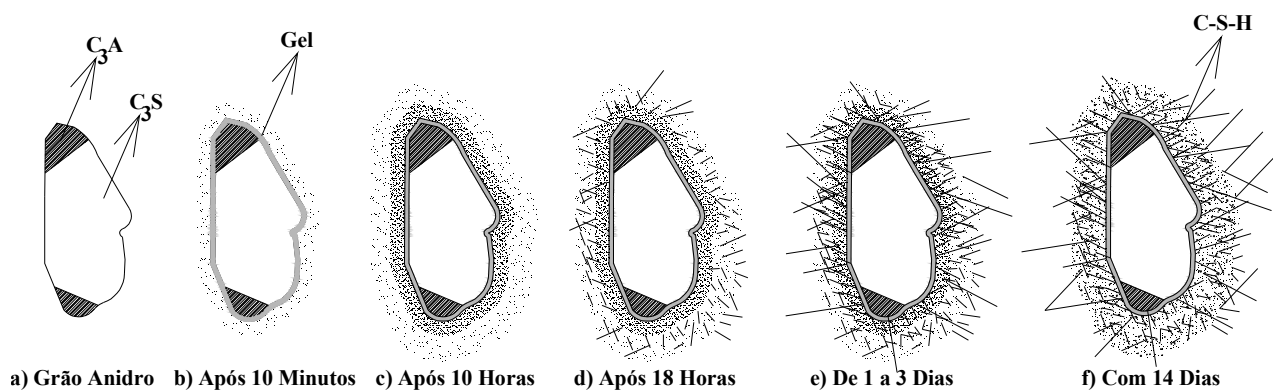


Figura 10.5 – Diagrama esquemático de desenvolvimento estrutural durante a hidratação do cimento Portland (Fonte: SCRIVENER, 1989)

Na sequência será apresentada a descrição da evolução da hidratação apresentada na Figura 10.5, segundo Scrivener (1989):

- Seção de um grão anidro de cimento Portland em contato com a água;
- O grão começa a reagir e a concentração de íons na solução aumenta. Nesse início da hidratação formam-se lâminas de C-S-H na superfície do C_3S e um gel amorfo rico em aluminato na superfície do C_3A onde aparece a nucleação de pequenas agulhas da fase impura da etringita. Após uma hora de hidratação formam-se pequenos bastões de etringita;
- Período de aceleração quando ocorre um rápido crescimento do C-S-H e C-H. É a reação do C_3S para produzir C-S-H externo sobre a malha de formação da fase impura da etringita, deixando 1 μm entre a superfície do grão e a “carapaça” ou “casca” hidratada. A morfologia do C-S-H é laminar e o CH precipita-se nos poros saturados como placas hexagonais;
- Crescimento secundário da fase impura da etringita. Neste estágio, como consequência da continuidade da hidratação do C_3S , o C-S-H começa a se formar no interior da carapaça hidratada;

e) Formação de discos hexagonais da fase de formação do monossulfato decorrente da hidratação do C_3A com a fase impura da etringita. A formação contínua de produtos internos reduz a separação entre os grãos anidros e a concha hidratada;

f) Forma-se o silicato hidratado de cálcio suficiente para preencher o espaço entre o grão e a “carapaça” da estrutura, os itens e) e f) indicam a evolução da hidratação nas idades mais avançadas, quando os poros estão significativamente reduzidos.

Analisando a presença dos filamentos das fibras de polipropileno na matriz de solo-cimento (Figura 10.6), observa-se um envolvimento satisfatório dos filamentos das mesmas na matriz.

Verifica-se por meio da Figura 10.6 a), o envolvimento de uma massa de solo-cimento por vários filamentos, observa-se também que na massa encontra-se marcas de rastro de fibras, possivelmente, proveniente do deslizamento das mesmas sobre a massa de solo-cimento no momento em que as mesmas foram acionadas devido a uma considerável deformação provocada pela ação de uma força.

Observa-se também uma tendência dos filamentos ficarem unidos em um único local da massa, comprovando dessa maneira a alegação de que é difícil conseguir uma distribuição totalmente homogênea das mesmas na matriz.

Na Figura 10.6 b) observa-se uma perfeita aderência de um filamento de fibra de polipropileno na massa do solo-cimento, o que possivelmente oferece maior influência assim como melhor resultado da presença da fibra na matriz.

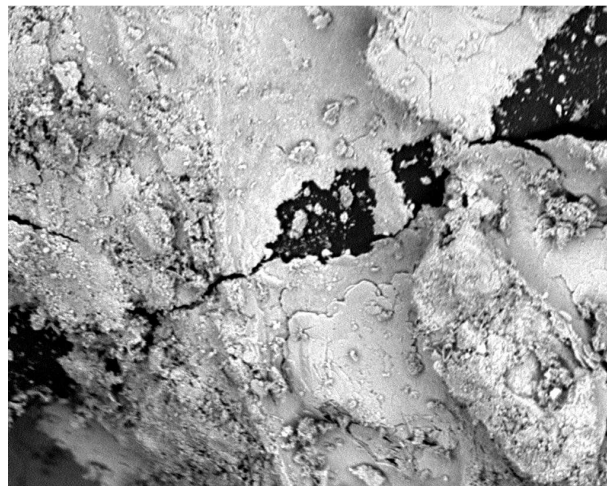
Na Figura 10.6 c) observa-se a dimensão do diâmetro de um filamento de fibra medida pelo programa. Era esperado obter um diâmetro igual a $18\text{ }\mu\text{m}$ que corresponde ao diâmetro do filamento especificado pelo fabricante, mas por meio das medições realizadas pelo programa as dimensões do diâmetro variaram entre $23\text{ e }32\text{ }\mu\text{m}$ (10^{-6} m).

A microfotografia 11.6 a) foi obtida por meio de uma ampliação de $300\times$ a dimensão real do objeto, a microfotografia 11.6 b) foi obtida por meio de uma ampliação de $2350\times$, a 11.6 c) teve $710\times$ de aumento e a microfotografia 11.6 d) obteve uma ampliação $280\times$.

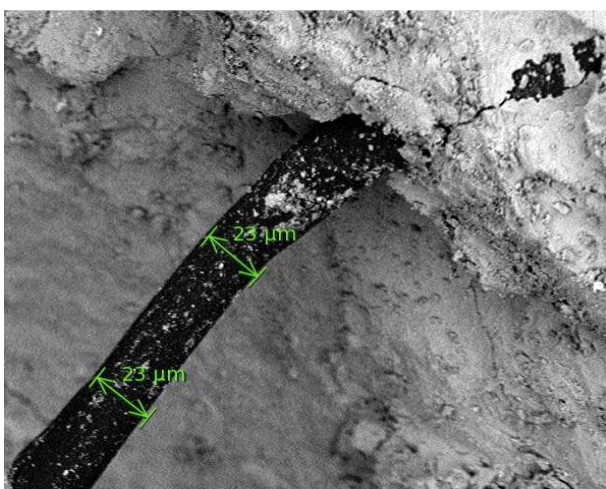
Por último, na Figura 10.7 ilustram-se os vazios capilares existentes na matriz de solo-cimento representados pela parte escura da microfotografia. As microfotografias ilustradas tiveram seus tamanhos aumentados em mil vezes ($1000\times$).



a)



b)

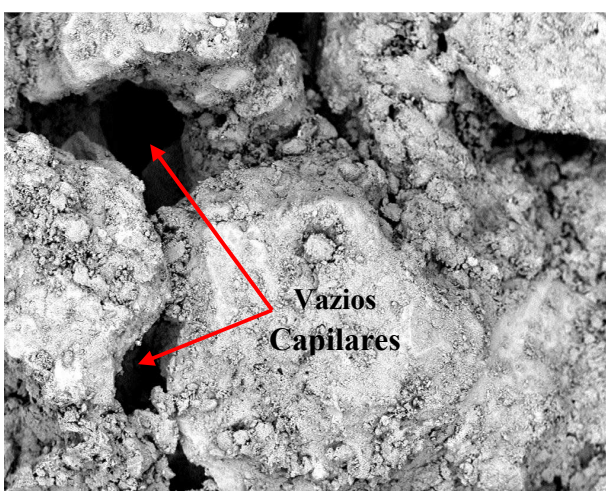


c)

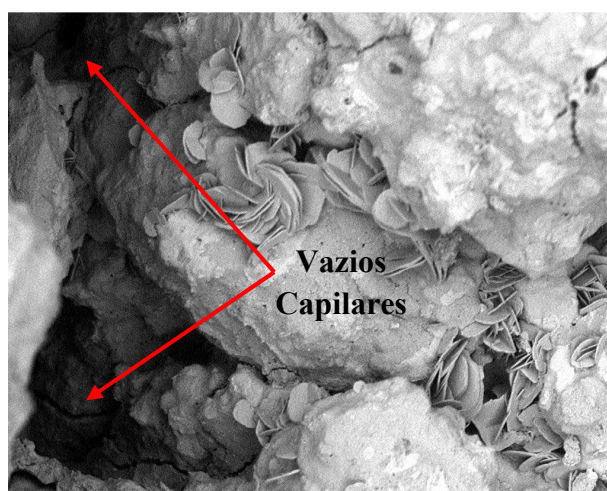


d)

Figura 10.6 – Microfotografias da disposição das fibras na matriz de solo-cimento-fibra



a)



b)

Figura 10.7 – Microfotografias dos vazios capilares de solo-cimento mostradas pelas partes escuras

10.1 – Síntese do Capítulo

As conclusões a seguir estão relacionadas as análises do ensaio de microscopia eletrônica de varredura dos materiais desta pesquisa.

A fração granular do solo é classificada como sendo constituída por grãos de areia pobremente selecionados, variando de sub-arredondados e sub-angulosos, compostos essencialmente de quartzo hialino, por vezes recoberto por uma camada de argila branca.

Por meio do ensaio com o MEV foi possível visualizar as microestruturas do solo-cimento e do solo-cimento-fibra, onde se observou possíveis componentes da reação do cimento, identificados apenas com base em comparações ilustrativas contidas na literatura técnica, sendo, necessária a realização do ensaio EDX (Energy Dispersive X-Ray) para confirmar os componentes visualizados.

Não foi verificado indícios de redução do diâmetro da fibra por tensão de tração, embora o programa tenha fornecido medidas do diâmetro maior do que o especificado pelo fabricante da fibra.

CAPÍTULO XI: CONCLUSÕES & PROPOSTAS PARA FUTUROS PESQUISAS

11.1 – Conclusões

No presente tópico são apresentadas as conclusões com base nos resultados obtidos dos ensaios realizados em relação à aplicação do solo-cimento-fibra como revestimento primário.

→ *Quanto ao Teor de Cimento Incorporado*

Com base nas características dos materiais utilizados (granulometria e índice de plasticidade do solo, componentes químicos, físicos e mecânicos do cimento), do critério de resistência a compressão simples escolhido (2,10 MPa) como material para camada de base para pavimento rodoviário (NBR-12253/1992) e de durabilidade a ser satisfeita (perda de massa < 8,0 %), foi verificado que o menor teor de cimento que deveria ser incorporado ao solo era de 5,0 %, ou seja, o teor de cimento mais econômico.

Também era possível aplicar a energia do Proctor normal e utilizar o teor de 6,0 % de cimento, porém, como a mistura ficará exposta às ações do intemperismo e também diretamente exposta ao contato dos pneus dos veículos que provocará um desgaste por abrasão, foi decidido aplicar uma energia maior (Proctor intermediário), objetivando um material com uma estrutura mais entrosada, menos deformável e mais econômica no consumo de cimento.

→ *Quanto à Influência do Teor e do Comprimento das Fibras na Matriz do Solo-Cimento*

Com base nos resultados obtidos dos ensaios de compressão simples, durabilidade, compressão simples após o ensaio de durabilidade e tração diametral verificou-se que:

O aumento do teor de fibras na matriz cimentícia proporciona aumento na resistência de pico, sendo que este aumento é mais pronunciado quando da utilização da fibra de comprimento maior (24 mm).

As fibras tem influência mais significativa na deformação para alcançar a ruptura do que na própria tensão de ruptura. Por exemplo, quando incorporou 0,75 % da fibra de comprimento maior na matriz cimentícia, o maior acréscimo de resistência à compressão simples proporcionada pela mesma foi de 16,6 %, enquanto, o acréscimo da extensão sofrida para alcançar a tensão de pico foi de 1376,34%, em relação à mistura de solo-cimento.

Observa-se que, mesmo não objetivando o aumento da resistência por parte das fibras, as mesmas ainda contribuem de maneira significativa no aumento da resistência tornando o material

compósito formado com uma maior tenacidade (quantidade de energia que um material pode absorver antes de fraturar) e uma menor fragilidade.

Para as condições estabelecidas verifica-se que, a presença das fibras numa matriz cimentícia tornou a mesma mais resistente e menos frágil, ou seja, proporcionou maior ductilidade à mistura.

Quanto ao ensaio de resistência a compressão simples após os corpos de prova serem submetidos ao ensaio de durabilidade, foi verificado um aumento da resistência à compressão simples, possivelmente proporcionado pela reação dos produtos do cimento, assim como um aumento das extensões sofridas antes de alcançar a ruptura. Como o ensaio de durabilidade tende a simular a ação das intempéries sobre o material, era de se esperar uma degradação por parte da estrutura dos materiais e, portanto, uma menor resistência, entretanto, foi verificado resultado benéfico sobre os parâmetros analisados.

Em se tratando dos resultados do ensaio de tração por compressão diametral, foi verificado que para a fibra menor, independentemente do teor utilizado, a mesma proporciona uma resistência à tração média correspondente a cerca de 13 % da resistência a compressão simples, enquanto a fibra maior, proporciona uma resistência à tração correspondente a 14 % em relação à resistência a compressão simples da própria mistura.

Comparando o aumento da resistência à tração dos materiais contendo fibra em relação ao do solo-cimento, verifica-se que as fibras proporcionam um aumento mais significativo na resistência à tração do que na resistência a compressão simples, principalmente a fibra de comprimento maior.

Conclui-se, que a mistura solo-cimento-fibra tem propriedades mecânicas que proporcionam a formação de um material com grande potencial de aplicação como revestimento primário. Independentemente do teor e do comprimento utilizado aumentam a resistência da matriz cimentada ao mesmo tempo em que proporciona maior ductilidade.

A mistura de solo-cimento-fibra apresenta resistência satisfatória para suportar o peso dos veículos que irão trafegar sobre a estrutura formada, tem resistência ao desgaste pela ação das intempéries, resistência bastante satisfatória aos esforços de tração quando do movimento da passagem dos veículos sobre o revestimento construído e que também, exige elevada deformação para obter a ruptura e mesmo após a ruptura a mesma ainda mantém pequena resistência não apresentando, queda acentuada pós-pico.

→ *Quanto ao Comportamento Rígido no Domínio das Pequeníssimas Deformações*

Em se tratando do critério da rigidez no domínio das muito pequenas deformações, observou-se que, o solo-cimento é a mistura com maior módulo cisalhante (46 GPa), ou seja, muito rígida. Observou-se também que a mistura solo-fibra, foi à mistura que desenvolveu menor módulo cisalhante (2 GPa), entretanto, apenas esta mistura não é viável de ser aplicada no campo, uma vez que a mesma não resiste ao fenômeno da erosão, como foi verificado por meio da imersão da respectiva mistura num recipiente contendo água destilada.

Entretanto, a fibra foi incorporada a matriz de solo-cimento objetivando suprir unicamente esta desvantagem. Porém, com base nos resultados dos ensaios, foi verificado um comportamento excelente quando do aumento da incorporação das fibras na matriz de solo-cimento. Foi verificado que com o aumento do teor de fibras a rigidez da mistura diminui (representado pelo módulo cisalhante - G_0), entretanto, a resistência da mistura aumenta. Verifica-se claramente que rigidez não é sinônimo de resistência. Entre as fibras utilizadas, a fibra de comprimento menor (6 mm) é a que proporciona maior redução do módulo confinado com o aumento do teor da mesma na matriz.

→ *Quanto a Influência Individual de Cada Material nos Parâmetros de Resistência*

Analisando a influência de cada processo de melhoramento aplicado ao solo nos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb em relação ao solo no estado natural (in situ), comprova-se que:

- O processo mecânico de compactação aumentou mais significativamente a coesão do que o ângulo de atrito;
- Quanto ao reforço pela fibra de polipropileno, percebeu aumento mais significativo no ângulo de atrito e coesão do que no processo de compactação aplicado em relação ao solo no estado indeformado;
- Quando da incorporação de 5,0% de cimento, ficou nítido que o produto é responsável pela maior resistência e rigidez na mistura de solo-cimento devido a maior coesão de cimentação desenvolvida;
- Em se tratando do solo-cimento-fibra possui, foi a mistura que apresentou maior coesão de modo a superar a soma de todas as coesões obtidas dos demais materiais, entretanto, possui um ângulo de atrito superior ao do solo-fibra, porém, inferior ao solo-cimento, aspecto facilmente identificado pela presença da fibra.

→ ***Quanto aos Comportamentos Elástico (Resiliente) e Plástico (Permanente) Diante das Diferentes Trajetórias de Tensões Aplicadas***

Comparando os resultados dos módulos cíclicos entre as misturas de solo-cimento e solo-cimento-fibra, verifica-se que, independentemente do tipo de trajetória de tensão aplicada, o módulo cíclico desenvolvido pela mistura de solo-cimento-fibra é sempre inferior quando comparado ao do solo-cimento. Isto ocorre por que a deformação elástica (reversível) desenvolvida pela composição estrutural do solo-cimento-fibra é maior por ser mais dúctil do que a estrutura desenvolvida pelo solo-cimento.

Quanto ao critério da deformação plástica foi verificado que o solo-cimento-fibra é o material que apresenta maior deformação permanente ou irreversível.

Ao final dos 260.000 ciclos de carga e descarga aplicando a magnitude de tensão do eixo padrão, o material solo-cimento-fibra apresentou uma deformação irreversível de 0,46 %, ou seja, 0,552 mm de deformação permanente. Esta deformação é considerada desprezível para uma estrada de terra, pois a mesma apenas vem apresentar defeito da ordem de centímetros.

Transformando o número de solicitação do eixo padrão (8,2 tf por eixo) para o eixo de um veículo de passeio (0,50 tf por eixo), por meio do fator de agressividade (f), verifica-se que para desenvolver a deformação permanente de 0,552 mm nas condições estabelecidas, é necessário a passagem 9404.10^6 veículos de passeio. O qual é um numero elevadíssimo de veículos, e para realizar reparos na estrada por afundamento de trilhas de roda é necessário um período muito grande entre uma manutenção e outra.

De acordo com Medina & Motta (2005), para alguns países, o valor admissível do afundamento de trilhas de roda para autoestradas pavimentadas é de 10 mm, e para estradas de menor volume de tráfego poderia chegar a 16 mm, mas se atingir 20 mm recomenda-se reparo imediato.

→ ***Quanto ao Tipo de Mistura a ser Utilizada como Revestimento Primário***

O autor da presente pesquisa recomenda a utilização da fibra maior (24 mm) no teor de 0,50%, em relação a massa de solo + 5,0% de cimento, por ser a fibra mais fácil de se homogeneizar com a matriz de solo + cimento, e pelo respectivo teor proporcionar influência muito significativa no comportamento mecânico do produto formado de forma mais econômica.

→ *Quanto ao Estimulo do Uso de Fibras nas Obras Geotécnicas*

Com base nos resultados obtidos e nas descrições realizadas anteriormente, verifica-se que a mistura solo-cimento-fibra apresenta resultados de comportamento mecânico muito satisfatórios como material para uso em revestimento primário.

Entretanto, durante a etapa de preparação do solo-cimento-fibra no laboratório, para moldagem dos corpos de prova, ficou claro que o processo de homogeneização das fibras utilizadas a serem incorporadas ao solo + cimento não é prático, neste caso, foi considerado um processo bastante artesanal sendo, portanto, limitada até o presente momento sua aplicação no campo.

Sendo dessa maneira, faz-se necessário um maior número de pesquisas envolvendo fibras deste tipo em materiais cimentados ou não, visando sua aplicação em obras geotécnicas. Embora o primeiro ponto a ser estudado seja o de determinar a relação entre o diâmetro e o comprimento das fibras de modo a torna-las mais facilmente homogeneizável no campo diante do tipo de obra a ser aplicada.

11.2 – Propostas para Pesquisas Futuras

Diante dos resultados obtidos e das dúvidas surgidas ao longo do presente trabalho de pesquisa, o autor sugere as seguintes propostas para futuras pesquisas:

- Realizar um estudo determinando qual o diâmetro e o comprimento mais eficaz, para homogeneizar as fibras deste tipo com os solos no campo;
- Uma vez que o material estudado será exposto diretamente em contato com as rodas dos veículos, propõem-se, realizar com as misturas, o ensaio de perda por abrasão úmida (Wet Track Abrasion Test – WTAT);
- Realizar o ensaio da erosão utilizando o Teste Sul Africano do Rastro de Roda para os materiais compósitos desenvolvidos;
- Analisar a susceptibilidade dos materiais compósitos cimentados quando da entrada da umidade em sua estrutura por meio do Teste do Tubo de Sucção (Tube Suction Test – TST);
- Analisar o comportamento elástico (resiliente ou reversível) e plástico (permanente ou irreversível) das misturas desenvolvidas neste trabalho, após serem submetidas aos ciclos de molhagem e secagem, ou seja, após o ensaio de durabilidade;
- Realizar uma modelagem numérica do comportamento tensão-deformação dos materiais desenvolvidos e comparar os resultados;

→ Construir um trecho experimental de solo-cimento-fibra em observar seu comportamento diante das ações das intempéries climáticas e dos esforços produzidos pelo peso e atrito das rodas dos veículos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 230, *State-of-the-Art Report on Soil Cement*, ACI 230.1R-90, ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 4, July-August 1990.

ALAMO, F. J. C. *Dinâmica de Estruturas Unidimensionais Esbeltas Utilizando o Contínuo de Cosserat*. 2006. 120 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica, PUC, Rio de Janeiro. 2006.

ALARCÓN-GUZMAN, A.; CHAMEAU, J. L.; LEONARDS, G. A. "A New Apparatus for Investigating the Stress-Strain Characteristics of Sands" *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 9(4), 204-212. 1986.

ALCÂNTARA, M. A. M. *Estabilização Química dos Solos para Fins Rodoviários: Técnicas Disponíveis e Estudo de Caso Dirigido à Estabilização Solo-Cal de Três Solos de Ilha Solteira - SP*. 1995. 91 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG. 1995.

ALVES, M. A. N. *Características Geotécnicas de Estradas Não-Pavimentadas do Município de Bauru/SP*. 2009. 57 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2009.

AL-REFEAI, T. O. *Behaviour of Granular Soils Reinforced With Discrete Randomly Oriented Inclusions*. *Journal of Geotextiles and Geomembranes*, 10 (4), 319-333, 1991.

AL-REFEAI, T. O. & AL-SUHAIBANI, A. *Dynamic and Static Characterization of Polypropylene Fiber-Reinforced Dune Sand*. *Geosynthetics International*, 5 (5), pp. 443-458, 1998.

AL-WAHAB, R. M. & AL-QURNA, H. H. *Fiber Reinforced Cohesive Soils for Application in Compacted Earth Structures*. In: *Geosynthetics'95 Conference*, v. 2, p. 433-466. 1995.

AMARAL, M. F. S. S. F. do. *Avaliação de Módulos de Distorção Dinâmicos em Misturas de Solo-Cimento com recurso a Métodos Ultra-Sônicos de Impulso no Domínio do tempo e Registros de Modos de Ressonância por Análise Espectral de Séries de Fourier*. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus Test of Bituminous Mixtures*, ASTM/D-4123/82, 1987.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Methods for the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus*, ASTM/D-3999, 1991.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. *Interim Guide for the Design of Pavement Structures – Guide for the Design of Pavement*, AASHTO//1972, 1993.

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*, ASTM/D-2938, 1995.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus*, ASTM/D-3999/91, 2003.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. *Standard Method of Test for Determining of Resilient Modulus of Soil and Aggregate Materials*, AASHTO/T-307/99, 2007.
- AMPADU, S. K.; TATSUOKA, F. "*A Hollow Cylinder Torsional Simplex Shear Apparatus Capable of a Wide Range of Shear Strain Measurement*" *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 16(1), 3-17. 1993.
- ANDERSLAND, O. B. & KHATTAK, A. S. *Shear Strength of Kaolinite/Fiber Soil Mixture*. "Proc., 1st Int. Conf. on Soil Reinforcement, Vol. I, Paris, France, 11-16, 1979.
- ANDRAWES, K. Z.; MCGOEN, A.; HYTIRIS, N.; MERCER, F. B. & SWEETLAND, D. B. *The Use of Mesh Elements to Alter the Stress Strain Behaviour of Granular Soils*. Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles, Viena, pp. 839-844, 1986.
- AGUIAR, M. E. *A Corrugação Ritmada e Outros Problemas das Estradas de Terra*. Anais do 1o "Simpósio de Conservação de Rodovias" - ABPv, SP, 1963.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Avaliação da Dispersibilidade dos Solos Argilosos pelo Ensaio Sedimentométrico Comparativo: Ensaio de Dispersão SCS**, NBR-13602/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1996. 05 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Avaliação da Dispersibilidade dos Solos Argilosos pelo Ensaio do Torrão**, NBR-13601/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1996. 06 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica**, NBR-6508/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 08 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do Limite de Plasticidade**, NBR-7180/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 03 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do Limite de Liquidez**, NBR-6459/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 06 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Análise Granulométrica**, NBR-7181/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem**, NBR-13554/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1996. 03 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dosagem para Camada de Pavimento**, NBR-12253/Procedimento. Rio de Janeiro, 1992. 04 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Compressão Simples em Corpos-de-Prova Cilíndricos**, NBR-12025/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1990. 02 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-Cimento: Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova Cilíndricos**, NBR-12024/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1992. 05 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-Cimento: Ensaio de Compactação**, NBR-12023/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1992. 06 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassa e Concreto: Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos**, NBR-7222/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994. 03 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo: Ensaio de Compactação**, NBR-7182/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de Solo: Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização**, NBR-6457/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1986. 09 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo: Determinação da Massa Específica Aparente In Situ, com Emprego de Cilindro de Cravação**, NBR-9813/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1987. 05 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas**, NBR-9604/Procedimento. Rio de Janeiro, 1986. 09 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo: Índice de Suporte Califórnia**, NBR-9895/Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1987. 09 p.
- ASTM "*Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation (D 5777-00)*" Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken. 2002 a).
- ASTM "*Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus*". D 3999-91, 1996 a).
- ATIC – Associação de Normas Técnicas da Indústria do Cimento. "*Pistas de Solo-Cimento*". Boletim Técnico, N° 13. 1993.
- AUSTIN, D. N.; SHRADER, S. L.; CHILL, D. S. *Soil Stabilization With Discrete Fibrillated Polypropylene Fibers*. Geotechnical Fabrics Report, p. 4-10. 1993.
- AUSTROADS (1987): *A Guide to the Visual Assessment of Pavement Condition*. Report, Sidney, A4, 76 p., AP – 8/87.
- BABADOPULOS, L. F. A. L. *et al.* **Análise do escoamento em mistura asfáltica do tipo SMA com fibras de polipropileno**. In: Anais do 19^o Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 2008.
- BAESSO, D. P. & GONÇALVES, F. L. R. *Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção*. Florianópolis: DER, 2003. 236 p.

- BALBO, J. T. ***Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projetos e Restauração***. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.
- BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. ***A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods***. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, pp. 219-263. 1988.
- BAPTISTA, C.N. ***Pavimentação: Tomo I***. 4a Edição. Porto Alegre. Ed. Globo, 1980.
- BARROS, J. M. C. ***Factores que Afectam o Módulo de Distorção dos Solos***. 1997. 295 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da USP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1997.
- BEDIN, J. ***Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração***. 2010. 207 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre. 2010.
- BERENBAUM, R.; BRODIE, I. "Measurement of The Tensile Strength of Brittle Materials." Br.J.Appl.Phys., Vol.10, 281-286, 1959.
- BERNUCCI, L. B. B. *et al.* ***Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros***. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006. 504 p.
- BENSON, C. H.; KHIRE, M. U. ***Reinforcing Sand With Strips of Reclaimed High-Density Polyethylene***. Journal of Geotechnical Engineering, v. 121, p. 838-855. 1994.
- BENTO, P. F. ***Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos***. 2006, 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília. 2006.
- BIAREZ, J. "Contribution à l'étude des Propriétés Mécaniques des Sols et des Matériaux Pulvérilents", PhD thesis, Université de Grenoble, 1962.
- BIAREZ, J.; HICHER, P-Y. ***Elementary Mechnics of Soil Behaviour***. Saturated Remoulded Soils, 1994.
- BLAKEY, F.A.; BERESFORD, F.D. "Tensile Strains in Concrete" CSIRO Div.Build.Rep. No.C2, 2-2, 15-31, 1955.
- BOWLES, J. E. ***Foundation Analysis and Design***. 5^a ed. Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc, 1996.
- BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS, L. P. ***Pavimentos Rodoviários***. Coimbra: Almedina SA, 2008.
- BROWN, S. F.; AUSTIN, G.; OVERY, R. F. ***An Instrumented Triaxial Cell for Cyclic Loading of Clays***. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 3, No. 4, pp. 145-152. 1980.
- BUENO, B. S.; LIMA, D. C.; TEIXEIRA, S. H. C.; RIBEIRO, N. J. ***Soil Fiber Reinforcement: Basic Understanding***. In: International Symposion on Environmental Geotechnology, v. 1, N. 3, p. 878-884. 1996.

- BUENO, B. S. *et al.* ***The Mechanical Response of Reinforced Soils Using Short Randomly Distributed Plastic Strips***. In: Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, COPPE, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema Rotterdam Geotechnical Engineering, p. 401-408. 1997.
- BUENO, B. S. & LIMA, D. C. ***Uso de Fibras Plásticas para Reforço de Solos Compactados***. In: Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPv/ANEOR, Rio de Janeiro, p. 44-55. 1997.
- BUTCHER, A.; POWELL, J. J. M. ***Practical Considerations for Field Geophysical Techniques Used Ground Stiffness***. Advances in Site Investigation Practice. Proceedings of the International Conference Held in London, London on 30 – 31, March, 1996.
- BROWZIN, B. S. ***Rheological Definition on Loess Subsidence***. Proc. X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Estocolmo. Vol. 1, pp. 65-68, 1981.
- BUDINSKI, K. G. ***Engineering Materials: Properties and Selection***. Prentice Hall International, 5^a ed. New Jersey. 1996. 653 p.
- CALTABIANO, M. A. and Rawlings, R. E. ***Treatment of Reflection Cracks in Queensland***, 7th International Conference on Asphalt Pavements, Nottingham, England, 1992.
- CAMARINI, G. ***Desempenho de Misturas de Cimento Portland e Escoria de Alto Forno Submetidas à Cura Térmica***. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, USP, 1995.
- CAMARINI, G.; CINCOTTO, M. A. ***Cura Acelerada de Argamassas e Concretos por Agentes Térmicos*** - Aspectos Gerais. In: Seminário Nacional sobre Desenvolvimento Tecnológico dos Pré-moldados e Autoconstrução, 1995, São Paulo, SP. Anais... São Paulo, SP, 1995. 457p. p.111-124.
- CAPUTO, H. P. ***Mecânica dos Solos e Suas Aplicações***. 6^a ed. Rio de Janeiro. 1988.
- CARDOSO, S. H. ***Procedure for Flexible Airfield Pavement Design Based on Pavement Design Based on Pavement Deformation***. Ph. D. Dissertation – University of Maryland, 1987.
- CARVALHO, J. B. Q. ***Fundamentos da Mecânica dos Solos***. 2^a ed. Campina Grande. 2004. 310 p.
- CASAGRANDE, M. D. T. ***Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno Visando o Uso como Base de Fundações Superficiais***. 2001. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2001.
- CASAGRANDE, M. D. T. ***Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes Deformações***. 2005. 219 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005.
- CAVALCANTI, R. M. de M. ***Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti: Estratégias para Gestão do Turismo***. 2006. 132 f. Dissertação (Mestrado Profissionalizante em Gestão Pública) – Programa de Pós-graduação Stricto Sensu em Gestão Pública, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2006.

CERATTI, J. A. P. *Estudo do Comportamento a Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos*. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1991.

DUQUE NETO, F. da S. *Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó com emulsão de xisto*. 2004. 293 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.

CHASE, W.; BOWUN, F. *General Statistics*. New York, John Wiley & Sons, inc, 1992

CIERI, R. R.; GONÇALVES, A. R.; DEL'ARCO, A. P. **Biodegradação de compósitos de polipropileno reforçados com fibras de bagaço e palha de cana em solo com chorume**. Disponível em: <http://www.usp.br/siicusp/Resumos/17Siicusp/resumos/4018.pdf>. Acesso em: 27 de Novembro 2009.

CLEMENCE, S. P. & FINBARR, A. O. *Design Condiderations for Collapsible Soils*. Journal of the Geotechnical Engeneering Division, ASCE, V. 107, N^o GT3, March, p 305-317, 1981.

COELHO, S. A. *Tecnologia das Fundações*. 1^a ed. Coimbra. 1996. 310 p.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures**. CEN/EN-13286-7/EUROPEAN STANDARD. Brussels, Belgium, 2004.

CON AID ARGENTINA S.A. Disponível em: http://www.conaid.com.ar/port_quienessomos.php. Acesso em: 14/06/2010.

CONCIANI, W. *Fundações para Construção de Habitação de Interesse Social no estado de Mato Grosso*. Cuiabá, CEFETMG, 2006. 78 p.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; ULBRICH, L.A. *Influence Of Fiber And Cement Addition On Behavior Of Sandy Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.12, p. 1211-1214, 1998.

CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; ULBRICH, L. A. *The Bahavior of a Fiber-Reinforced Cemented Soil*. Ground Improvement, v. 3, N. 3, p. 21-30. 1999.

CONSOLI, N.C.; MONTARDO, J.P.; PRIETTO, P.D.M.; PASA, G. *Engineering Behavior Of A Sand Reinforced With Plastic Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.128, n.6, p. 462-472, 2002.

CONSOLI, N.C., MOTARDO, J.P., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M. **Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites**. Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p.77-90, 2004.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. *Yielding-Compressibility-Strenhht Ralationship for an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress*. Géotechnique, v. 56, N. 1, p. 69-72. 2006.

- CONSOLI, N. C *et al.* **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 133, N.2, p. 197-205. 2007.
- COSTA, C. R. V. **Apostila Materiais de Construção II**. Campina Grande, 2003. 124 p.
- COSTA CARNEIRO, A. Z. da. **Parâmetros – Chave de Controle do Comportamento Resiliente de Solos Estabilizados com Cimento**. 2009. 187 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2009.
- COUTINHO, R. Q. & SEVERO, R. N. F. **Conferência Investigação Geotécnica para Projeto de Estabilidade de Encostas**. 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo. p. 55, 2009.
- CRAIG, R. F. **Mecânica dos Solos**. 7ª ed. Rio de Janeiro. 2007. 365 p.
- CRUZ, A. V. da. **Estradas Vicinais: Abordagem Pedológica, Geotécnica, Geométrica e de Serventia de Dois Trechos Rodoviários Não Pavimentados no Campus da UFV - MG**. 2005. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade de Viçosa, Minas Gerais. 2005.
- CRUZ, P. T.; FERREIRA, R. C. e PERES, J. E. E. **“Análise de Alguns Fatores que Afetam a Colapsibilidade dos Solos Porosos”**. X CONBRASEF, Foz do Iguaçu, Vol. 04, pp. 1127-1134, (1994).
- CRUZ, P. T. da; SAES, J. L. **Mecânica dos Solos – Problemas Resolvidos**. 5ª ed. São Paulo. 1980. 190 p.
- CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cementada**. 2008. 216 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2008.
- DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao Estudo das Propriedades Mecânicas dos Concretos de Alta Resistência Com e Sem Adições de Microsilica**. 1995. 286 f. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1995.
- DARONCHO, C. **Contribuição à Análise de Qualidade de Viagem e Suas Relações com a Distribuição de Defeitos em Segmentos Rodoviários**. 2001. 57 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007.
- DAWSON, A.; GILLET, S. **Assessment of on-sample Instrumentation for Repeated load Triaxial Tests**. Transportation Research Record 1614, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 52-60. 1998.
- DE BEER, M. **Aspects of Erodibility of Lightly Cementitious Materials**, Research Report DPVT 39, Roads and Transport Technology, CSIR, South Africa, 1989.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Solo-Cimento: Compressão Axial de Corpos-de-Prova Cilíndricos**, ME-201. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Solos: Determinação do Módulo de Resiliência**, ME-131. Rio de Janeiro, 1994. 8 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Solos Compactados com Equipamento Miniatura: Determinação da Perda de Massa por Imersão**, ME-256. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Solo-Cimento – Determinação da Durabilidade Através da Perda de Massa por Molhagem e Secagem**, ME-203. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Solo-Cimento – Determinação da Relação entre o Teor de Umidade e a Massa Específica Aparente**, ME-216. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Solos Compactados em Equipamentos Miniatura – Mini-MCV**, ME-258. Rio de Janeiro, 1994. 14 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Misturas Betuminosas: Determinação do Módulo de Resiliência**, ME-133. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **Classificação de Solos Tropicais para Finalidades Rodoviárias Utilizando Corpos-de-Prova Compactados em Equipamento Miniatura**, CLA-259. Rio de Janeiro, 1996. 6 p.
- DEVADID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO, G. *Microscopia Eletrônica de Varredura – Aplicações e Preparações de Amostras: Materiais Poliméricos, Metálicos e Semicondutores*. Porto Alegre: EDIPUCRS. 2007. 60 p. Disponível em: <http://www.pucrs.br/edipucrs/online/microscopia.pdf>. Acesso em 16/10/2012.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Plano Nacional de Viação/PNV – 2011. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao/pnv-2011-atual>. Acessado em 14/04/2011.
- DOBRIN, M. B. *Introduction to Geophysical Prospecting*, McGraw-Hill, New York, 1988.
- DOBRY, R.; LADD, R. S.; YOKEL, F. Y.; Powell, D. *"Prediction of Pore Water Pressure Build-up and Liquefaction of Sands During Earthquake by the Cyclic Strain Method"*. National Bureau of Standards Building, Science Series 138, Washington, D. C, 1982.
- DOHR, G. *Applied Geophysics*, Ferdinand Enke Publishers, Stuttgart. 1974
- DOHR, G. *Applied Geophysics : Introduction to Geophysical Prospecting*, Pitman, London. 1975.
- DONATO, M. *Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno*. 2003. 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

- DONATO, M. *Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno*. 2007. 161 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2007.
- DRESCHER, A.; NEWCOMB, D.; ZHANG, W. *Reassessment of Diametric Compression Test on Asphalt Concrete*. Technical Report Documentation - Department of Transportation Minnesota, 1996. 90 p.
- DUQUE NETO, F. da S. *Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó com emulsão de xisto*. 2004. 293 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.
- DYVIK, R.; MADSHUS, C. "*Lab Measurements of Gmax Using Bender Elements*" Proc., ASCE Annual Convention on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, Khosla, V., ed., Detroit, Michigan, p. 186-196. 1985.
- EATON, R. A.; GERARD, S.; DATTILO, R. S. *A Method for Rating Unsurfaced Roads*. Transportation Research Record 1106, vol. 02, págs. 34-42, 1987.
- ELKHADIRI, I.; PUERTAS, F. *Construction and Building Materials* 22, 1331 (2008).
- ELKHADIRI, I.; PUERTAS, F.; PALACIOS, M. *Effect of Curing Temperature on Cement Hydration*. Ceramics - Silikáty, N. 53, p. 65-75. 2009.
- ELMORE, W. C.; HEALD, M. A. *Physics of Waves*. Dover Editions, pp. 7 – 41. 1969.
- EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Mapa de Reconhecimento de Baixa e Média Intensidade de Solos do Litoral da RMR – 2001. Disponível em: <http://www.cnps.embrapa.br/zapenet/Cartas/Recife.PDF>. Acessado em 07/10/2010
- EPPS, J. A.; DUNLAP, W. A.; GALLAWAY, B. M. *Basis for the Development of a Soil Stabilization Index System*, USAF Technical Report, AFWL-TR-70-176, Air Force Weapons Laboratory, Kirtland AFB, NM, December 1971.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 42: Test Method for the Determination on the Indirect tensile Strength of Hydraulically Bound Mixtures*. EN 13286-42. 2003. 08 p.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 43: Test Method for the Determination on the Modulus of Elasticity of Hydraulically Bound Mixtures*. EN 13286-43. 2003. 12 p.
- FAIRHURST, C. "*On the Validity of the "Brazilian" Test for Brittle Materials.*" Int.J.Rock Mech.Min.Sci., Vol.1, 535-546, 1964.
- FALORCA, I. M. da C. F. G. *Comportamento do Solo Microrreforçado com Fibras Sintéticas de Pequeno Comprimento*. 2002. 175 f. Dissertação – Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra. 2002.

FALORCA, I. M. C. F. G. *et al.* **Residual Shear Strength of Sandy Clay Reinforced With Short Polypropylene Fibres Randomly Oriented**. 8th International Conference on Geosynthetics, IGS, Yokohama, v. 4, p. 1663-1666. 2006.

FERNANDES, M. de M. **Mecânica dos Solos – Vol. 1**. Porto. 1994. 619 p.

FERNANDES, M. de M. **Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais – Vol. 1**. 2^a ed. Porto. 2011. 461 p.

FERREIRA, C. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais**. 2003. 146 f. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2003.

FERREIRA, C. **Seismic Wave Velocities Applied to the Definition of State Parameters and Dynamic Properties of residual Soils**. 2008. Tese (Tese em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2008.

FERREIRA, R. C.; FALEIRO, H. T.; FREIRE, W. J. **Desempenho físico-mecânico de solo argiloso estabilizado com cal e silicato de sódio visando aplicação em construções rurais**. Pesquisa Agropecuária Tropical, Campinas, p.191-198. 2005.

FERREIRA, S. R. M. **Solos Colapsíveis e Expansivos: Uma Visão Panorâmica no Brasil**. Universidade Federal de Pernambuco, Universidade Católica de Pernambuco, Recife-Brasil, 2008.

FERREIRA, S. R. M. (1990 a), **“Geology and Pedology Related to Collapsible Soils in Pernambuco/Brasil”**. IAGE, 6th pp. 617-621.

FERREIRA, S. R. M. (1990 b), **“Banco de Dados de Solos Especiais - Colapsíveis em Pernambucol”**. IX COBRAMSEF-Salvador/BA, pp. 81-87.

FESTUGATO, L. **Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices Aspectos**. 2008. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2008.

FESTUGATO, L. **Comportamento de Hidratação e Resposta Cisalhante Cíclicas de Resíduos de Mineração Cimentado Reforçado com Fibras**. 2011. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2011.

FEUERHARMEL, M. R. **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno**. 2000. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2000.

FINN, W. D. L.; BHATIA, S. K.; PICKERING, D. J. **"The Cyclic Simple Shear Apparatus"** Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads, Pande, G. N. and O.C., Z., eds., Wiley, Belfast, 583-607. 1982.

FONSECA, A. J. P. V. da; FERREIRA, C. ***Bender Elements: Excellent Laboratory Techniques for the Evaluation Geotechnical Parameters***. Actas 8^o. Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa. SPG (Ed), Vol 1, p. 353-365. 2001.

FONTENELE, H. B. ***Estudo para Adaptação de um Método de Classificação de Estradas Não Pavimentadas às Condições do Município de São Carlos/SP***. (2001). Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), 2001.

FOPPA, D. ***Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica dos Solos Artificialmente Cimentados***. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005.

FOPPA, D. *et al.* **Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Misturas Solo-Cimento**. REVISTA LUSO-BRASILEIRA DE GEOTECNIA, Lisboa-Portugal, n. 109, p. 25-42. 2007.

FORTUNATO, E. M. C. ***Renovação de Plataformas Ferroviárias – Estudo Relativos a Capacidade de Carga***. 2005. 628 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2005.

FREDLUND, D. G. & XING, A. ***"Equations for the Soil-Water Characteristic Curve"***. In: Canadian Geotechnical Journal, pp. 521-532, 1994.

FREITAG, D. R. ***Soil Randomly Reinforced With Fibers***, Journal of Geotechnical Engineering ASCE 112 (8), pp. 823–826, 1986.

FREITAS, F. A. E. de ***Microfissura e Evolução da Hidratação do Concreto de Cimento Portland Com e Sem Edição de Escória, por Meio de Análise de Imagens***. 2001. 207 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2001.

FREITAS, F. **Prensa de Ensaio Triaxiais Cíclicos (Acionamento Hidráulico, Controle por Computador) – Manual Técnico**. Núcleo de Automação Industrial – NAI. IDMEC, FEUP, 2010.

GALVÃO, J. C. A. ***Estudos das Propriedades dos Concretos Confeccionados Com Cimento CP V- ARI e CP II - F32***. 2003. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais e Processos) – Curso de Pós-graduação em Engenharia de Materiais e Processos, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 2003.

GEORGE, K. P. ***Mechanism of Shrinkage Cracking in Soil-Cement Bases***. Highway Research Record, v. 442, p. 1-21. 1972.

GEORGIANNOU, V. N.; RAMPELLO, S.; SILVESTRI, F. ***"Static and Dynamic Measurements of Undrained Stiffness of Natural Overconsolidated Clays"*** Proceedings of the 10th European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Florence, p. 91-95, 1991.

GERSCOVICH, D. M. S. ***Modelos Constitutivos***: Notas de Aula. PGECIV/UERJ. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/modelohiperbolico.pdf>. Acessado em 25/11/2012.

GITIRANA JR, G. de F. N. & FREDLUND, D. G. ***Soil-Water Characteristic Curve Equation With Independent Properties***. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 130, N.2, p. 209-212. 2004.

GOMES CORREIA, A. ***Contribution à l'étude Mécanique des Sols Soumis à des Chargements Cycliques***. Thèse de Docteur Ingénieur. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France. 1985.

GOMES CORREIA, A. ***Evaluation of Mechanical Properties of Unbound Granular Materials for Pavements and Rail Tracks***. Proceedings of the International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction. ISSMGE, Technical Committee 3, Athens, Greece, pp. 35-60, (2004).

GOMES, F. de S. ***Estudo da Erodibilidade e Parâmetros Geotécnicos de um Solo em Processo Erosivo***. 2001. 207 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2001.

GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIM, Y-S.; SATO, T. ***A Simple Gauge for Local Small Strain Measurements in the Laboratory***. Soils and Foundations, Vol. 31, No.1, pp. 169-180. 1991.

GRÄBE, P. & CLAYTON, C. ***Effects of Principal Stress Rotation on Permanent Deformation in Rail Track Foundations***. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(4), 555-565, 2009.

GRAY, D. H. & OHASHI, H. ***Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand***. Journal of Geotechnical Engineering. New York, v. 109, N° 03, p. 335-353, 1983.

GRAY, D. H. & AL-REFEAI, T. ***Behavior of Fabric Versus Fiber Reinforcement in Sand***. Journal of Geotechnical Engineering. New York, v. 112, N° 08, p. 804-820, 1986.

GRAY, D. H. & MAHER, M. H. Admixture Stabilization of Sands With Random Fibers. In: International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, v. 2, N° 12, p. 1363-1366, 1989.

GREGORY, G.H. & CHILL, D.S. ***"Stabilisation of Earth Slopes With Fibre Reinforcement."*** Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, USA, Vol. 2, pp. 1073-1078, Balkema, 1998.

GUTHRIE, W. S. & SCULLION, T. ***Assessing Aggregate Strength and Frost Susceptibility Characteristics with the TST***. Paper presented at the Texas ASCE meeting, El Paso, TX, October, 2000.

HADLEY, W.O.; HUDSON, W.R.; KENNEDY, T.W. ***"A Method of Estimating Tensile Properties of Materials Tested in Indirect Tension"*** Research Report No.98-7, Center for Highway Research, University of Texas, 1970.

HARRAL, C. & FAIZ, A. ***El Deterioro de Los Caminos en Los Países en Desarrollo***The World Bank. Washington D.C. 1998.

HANN, C. T.; BARFIELD, D. J.; HAYES, J. C. ***"Design Hidrology and Sedimentology for Small Catchments"***. Academic Press, 2002.

- HANNANT, L. ***Fibre-Reinforced Cements and Concretes***. In: J. M. ILLSTON. ***Construction Materials***; Their Nature and Behaviour, J. M. ILLSTON/E & FN Spon, 2º ed., p. 359-403, 1994.
- HARDIN, B. O. and RICHART, F. E. Jr. ***Elastic Wave Velocities in Granular Soils***. Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. SM1, February, pp. 33-65. 1963.
- HARDIN, B. O.; DRENEVICH, V. P. ***"Shear Modulus and Damping in Soils Measurement and Parameter Effects"***. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 98, N^o. SM6, Junho, 1972.
- HEINECK, K. S. ***Estudo do Comportamento Hidráulico e Mecânico de Materiais Geotécnicos para Barreiras Horizontais***. 2002. 251 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2002.
- HICKS, R. G. ***Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials***. Ph.D. Thesis. University of California, Berkeley, USA, 1970.
- HITEK Consultants, ***Minimizing Cracking in Soil Cement for Improved Performance***, Technical Memorandum, prepared by Hitek Engineering Consultants Inc. for PCA, Oxford, MS, 1998.
- HOAR, R. J.; STOKOE, K. H. I. ***"Generation and Measurement of Shear Waves in Situ"*** Dynamic Geotechnical Testing STP 654, American Society for Testing and Materials (ASTM), Denver, p. 3-29. 1978.
- HOARE, D. J. ***Laboratory Study of Granular Soils Reinforced With Randomly Oriented Discrete Fibres***. In: International Conference on Soil Reinforcement, Paris. Proceedings.... v. 1, p. 47-52. 1979.
- HOLLAWAY, L. ***Polymers and Polymer Composites***. Construction materials: Their Nature and Behaviour, J. M. Illston, ed., Chapman and Hall, London, 322–331, 1994.
- HONDROS, G. ***"The Evaluation of Poisson's Ratio and the Modulus of Materials of a Low Tensile Resistance by the Brazilian (Indirect Tensile) Test With Particular Reference to Concrete"*** AustrJ.Appl.Sci. Vol.10, 3, 243-268, 1959.
- HORTA, J. C. O. S. ***Rehabilitation and Upgrading Design of Earth and Gravel Roads Tropical Developing Countries***. Transportation Research Record 1291, vol. 01, págs. 215–223, 1991.
- HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N. & SPADOLA, D. J. ***"Predction of Field Collapse of Soils Due to Wetting"***. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, N^o 1, pp. 40-58, 1998.
- IASBIK, I. et al. ***Resistência Mecânica do Fibrossolo: Caracterização Via Ensaio de Compressão Simples com Vistas ao Uso em Estradas Florestais***. In: Congresso e Exposição Internacional Sobre Florestas, 6. (FOREST 2000). ANAIS, Porto Seguro, p. 257-259. 2000.
- IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Contas Nacionais N^o 33 - Produto Interno Bruto dos Municípios: 2004 - 2010. Disponível em: http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/economia/pibmunicipios/2004_2008/pibmunic2004_2008.pdf. Acessado em 16/02/2011

- IGNATIUS, G. S. & SOUZA PINTO, C. de. **“Comportamento de um Solo em Presença de Efluente Químico a Base de Soda Cáustica”**. Simpósio Sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, REGEO, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 233-241, 1991.
- INGLES, O. G & METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. New York - Toronto, 1972. 374 p.
- ISHIHARA, K.; LI, S. **"Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test"** Soils and Foundations, 15(1), 45-59. 1972.
- ISHIHARA, K. **Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics**, Oxford Science Publications. 1996.
- ISHIHARA, K.; TSUCHIYA, H.; HUANG, Y.; KAMADA, K. **Recent Studies on Liquefaction Resistance of Sand – Effect of Saturation**. (Keynote Lecture). Proceedings of the 4 International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, 2001.
- JARDINE, R. J.; SYMES, M. J.; BURLAND, J. B. **The Measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus**. Géotechnique 34, No. 3, pp. 323-340. 1984.
- JARDINE, R. J. **"Some Observations on the Kinematic Nature of Soil Stiffness"** Soils and Foundations, 32 (2), p. 111-124. 1992.
- JOHN, V. M.; AGOPYAN, V.; PRADO, T. A. **Durabilidade de Compósitos de Cimentos e Fibras Vegetais**. Artigo Técnico. USP. 11 p. 1999.
- JOHNSTON, C. D. **Fiber-Reinforced Cement and Concrete**. In: Advances in Concrete Technology. 2^o ed. Ottawa: V. M. malhorta, p. 603-676, 1994.
- KAHN, H. **Microscopia Eletrônica de Varredura e Microanálise Química (PM-2201)**. 11 p. Disponível em: http://www.angelfire.com/crazy3/qfl2308/1_multipart_xF8FF_4_MEV_PMI-2201.pdf. Acesso em 16/10/2012.
- KENDAL, H. & PIMENTEL, E. **“Constraints on the Expansion of the Global Food Supply”**. In. Ambio, V. 23, N° 03. 1994.
- KIM, D.-S.; STOKOE, K. H.; HUDSON, W. R. **"Deformational Characteristics of Soils at Small to Intermediate Strains from Cyclic Tests"** 1177-3, University of Texas at Austin, Austin, TX, 1991.
- KONRAD, J. M.; & NGUYEN, Ph.D. **The Use of Tangent Stiffness to Characterize the Resilient Response of Unbound Crushed Aggregates**, Canadian Geotechnical Journal, 43, 1117-1130, 2006.
- KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**, Prentice Hall, Upper Saddle River. 1996.
- KUHLMAN, R. H. **Cracking in Soil Cement-Cause, Effect, Control**. The Concrete International, pages 56 to 59, August 1994.
- KUMAR, R., KANAUIA V. K. & CHANDRA, D. **Engineering Behavior of Fiber-Reinforced Pond Ash and Silty Sand**. Geosynthetics International, 6 (6), pp. 509–518, 1999.

LAFAYETTE, K. P. V. *Estudo Geológico-Geotécnico do Processo Erosivo em Encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho/PE*. 2006. 358 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2006.

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.

LARSEN, T. J. *Ensaio de Bases de Solo-Cimento e de Solo Modificado por Cimento em Minnesota*. Trad. Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, 1967.

LEFLAIVE, E. *The Reinforcement of Granular Materials With Continuous Fibers*. Proceedings of the Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, pp. 721-726, 1986.

LEFLAIVE, E. *The Reinforcement of Granular Materials With Continuous Fibers*. Proceedings of the First International Symp. Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, pp. 541-545, 1988.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; and Dawson, A. *State of art - I: Resilient Response Of unbound Aggregates*: Journal of Transportation Engineering, 127, 66-75, 2000 a.

LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C. *Estabilização dos Solos II: Técnicas e Aplicações a Solos da Microregião de Viçosa*. Viçosa: UFV, 1993. 32 p.

LIMA, D. C.; RÖHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. *Estabilização dos solos III: mistura solo-cal para fins rodoviários*. Viçosa: UFV, 1993. 46 p.

LIMA FILHO, M. F. *Análise Estratigráfica e Estrutural da Bacia de Pernambuco*. 1998. 139 f. Tese (Doutorado em Geotectônica), Universidade de São Paulo, São Paulo. 1998.

LITZKA, J. & HASLEHNER, W. *Cold In-Place Recycling on Low Volume Roads in Austria*. Proceedings of the Sixth International Conference on Low Volume Roads, Minnesota, June 1995.

LINDH, E. & ERIKSSON, L. *Sand Reinforcement With Plastic Fibers, a Field Experiment*". Performance of Reinforcement Soil Structures, MCGOWN, A.; YEO.; and ANDREWES, K. Z, Editors, Thomas Telford, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference Held in Glasgow, Scotland, September, pp 471-473, 1990.

LIVNEH, M.; SHKLARSKY, E.. *"The Splitting Test for Determination of Bituminous Concrete Strength."* Proc. AAPT, Vol.31, 457-476, 1962.

LOPES, I. M. F. *"Small Strain Characterization of Soils. Application of the Surface Wave Method"*, PhD Thesis, University of Lisbon (in Portuguese). 2005.

LOVE, A. E. H. *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*. Dover Edition, p. 293-309, 1927.

LYOMASSA, W. S. *Manual de Sondagens*. 4ª ed, São Paulo: ABGE, 1999. 55 p.

LYTTON, R.L.; UZAN, J.; FERNANDO, E.G.; ROQUE, R.; HILTUNEN, D.; STOFFELS, S.M. *"Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for 87 Asphalt Binders and Paving Mixes."* SHRP-A-357, 1993.

- MACHADO, C. C.; LIMA, D. C.; ALMEIDA, R. M. **Estudo do comportamento da mistura solo-cimento reforçado com fibra sintética para uso em estradas florestais**. CERNE, Viçosa-MG, v. 04, n. 01, p. 123-128. 1998.
- MAHER, M. H. & GRAY, D. H. **Static Response of Sands With Randomly Distributed Fibers**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 116 (11), 1661-1677, 1990.
- MAHER, M. H. & HO, Y. C. **Behavior of Fiber-Reinforced Cemented Sand Under Static and Cyclic Loads**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v. 16, n. 03, p. 330-338. 1993.
- MAHER, M. H. & HO, Y. C. **Mechanical Properties of Kaolinite/Fiber Soil Composite**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v. 120, n. 08, p. 1381-1393. 1994.
- MALISKA, A. M. **Microscopia Eletrônica de Varredura**. Santa Catarina. UFSC/LABMAT. 98 p. Disponível em: www.materiais.ufsc.br/lcm/web-MEV/MEV_Apostila.pdf. Acesso em 16/10/2012.
- MARINHO, F. A. M. **“Medição de Sucção com Método do Papel filtro”**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, Foz do Iguaçu, ABMS, p. 515-522, 1994.
- MARIZ, D. F. **Um Estudo Físico-Químico Sobre o Colapso de Solos Residuais Sesquioxidos Micro-Agregados do Planalto Central**. 1993. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1993.
- MCCALLISTER, L. D. & PETRY, T. M. **Physical Property Changes in a Lime-Treated Expansive Clay Caused by Leaching**, Trans. Res. Rec. No. 1295, pages 37 to 44, 1991.
- MCGOWN, A. *et al.* **Soil Strengthening Using Randomly Distributed Mesh Elements**. Proc, Xlth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., HI. San Francisco, California. 1735-38. 1985.
- MCGOWN, A. *et al.* **Soil Strengthening Using Randomly Distributed Mesh Elements**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering-11, São Francisco, Proceedings, v. 03, p. 1735-1738. 1988.
- MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. 1ª ed. Rio de Janeiro. 1997. 380 p.
- MEDINA, J. & MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª ed. Rio de Janeiro. 2005. 574 p.
- MELLO, C. R. de *et al.* **“Predição da Porosidade Drenável e Disponibilidade de Água para Cambissolos da Microregião Campos das Vertentes, MG”**. Pesquisa Agropecuária Brasileira, Brasília, v. 37, n. 09, p. 1319-1324. 2002.
- MEHTA, P. K. M.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: Pini. 1994. 573p.
- METALS HANDBOOK. Desk Edition American Society for Metals Park.Ohio: Edited by Howard E. Boyer, 1995.
- MICELI JUNIOR, G. **Comportamento de Solos do Estado do Rio de Janeiro Estabilizados com Emulsão Asfáltica**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transporte) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro. 2006.

- MIDDLETON, H. E. (1930) ***“Properties of Soils Wich Influence Soil Erosion”***. U.S. Department Agricultural Technical Bulleton, N^o 178, 16 p.
- MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; PADILHA, A. C. C. ***Soil-Water Characteristic Curves for the Lateritic Soil of the City of Londrina Region***. Revista de Ciência & Tecnologia, Londrina, v. 12, n. 24, p. 63-74. 2006.
- MINDESS, S.; YOUNG, J. F. ***Concrete***. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1981. 671p.
- MONTARDO, J.P. ***Comportamento Mecânico De Compósitos Solo-Cimento-Fibra: Estudo Do Efeito Das Propriedades Dos Materiais Constituintes***. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MONTARDO, J. P.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M. ***Comportamento Mecânico de Compósitos Solo-Cimento-Fibra: Efeito das Propriedades dos Materiais Constituintes***. Solos & Rochas, São Paulo, v. 24, N. 3, p. 191-209. 2002.
- MOREIRA, E. D. ***Estabilização Betuminosa de uma Base ou Revestimento Primário como Alternativa para Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego***. Revista: Vias Gerais, n. 03, Disponível em: <http://www.assender.com.br/trabalhos/viasgerais3/estabilizacaobetuminosa.pdf>. Acesso em: 23 de Fevereiro 2010.
- MOREL, J.C.; GOURC, J.P. ***Mechanical Behavior of Sand Reinforced With Mesh Elements***. Geosynthetics International 4 (5), p. 481–508. 1997
- NAZARIAN, S.; STOKOE, K. H. I. ***"In Situ Shear Wave Velocity from Spectral Analysys of Surface Waves"*** Proc. 8th Conference on Eartquake Engineering, Prentice Hall, S. Francisco, 31-38. 1984.
- NEVILLE, A. M. ***Propriedades do Concreto***. Sao Paulo: Pini, 1982. 738p.
- NOGAMI, J. S & VILLIBOR, D. F. ***Pavimentação de Baixo Custo com Solo Laterítico***. São Paulo. 1995. 240 p.
- NOOR FATANI, M.; BAUER, G. H. & A1-JOULANI, N. ***Reinforcing Soil With Aligned and Randomly Oriented Metallic Fibers***. Geotech. Testing J., 14 (1), 78-87, 1991.
- NORLING, L. T. ***Minimizing Reflective Cracks in Soil-Cement Pavements: A Status Report of Laboratory Studies and Field Practices***. Highway Research Record 442, HRB, Washington D.C., 1973.
- NUNES, T. V. L. ***Método de Previsão de Defeitos em Estradas Vicinais de Terra com Base no Uso das Redes Neurais Artificiais: Trecho de Aquiraz-CE***. 2003, 118f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2003.
- NÚÑEZ, W. P. ***Estabilização Físico-Química de um Solo de Arenito Botucatu, Visando seu emprego na Pavimentação***. 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1991.

- ODA, S. *Caracterização de Uma Rede Municipal de Estradas Não-Pavimentadas*. 1995. 205 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1995.
- OLIVEIRA, M. J. G. de. *Hierarquização para Orientar a Manutenção de Rodovias Não Pavimentadas*. (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2005.
- ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3^a ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2007. 389 p.
- PAGANI, B. R. *Estudo de Misturas Solo-Cimento-Bentonita-Fibra para Uso em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes*. 2007. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2007.
- PEREIRA, R. S. *Viabilidade Técnica do Emprego de Resíduos da Indústria de Celulose para Construção de Estradas Florestais*. 2005. 329 f. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) – Programa de Pós-graduação em Ciência Florestal, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais. 2005.
- PEZO, R.; PICORNELL, M.; NAZARIAN, S. *Evaluation of Strain Variation Within a Triaxial Specimen Due to End Effects*. Transportation Research Record 1614, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 35-42. 1998.
- PINTO, C de S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3^a ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.
- PINTO, M.I.M. “*Micro-Reinforced Soil*.” - Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Techniques, Singapore, pp. 37-50, 2000.
- POPESCU, M. E. “*A Comparison Between the Behavior of Swellings and of Collapsing Soils*”. Engineering Geology, Vol. 23, N^o 2, pp. 145-163, 1986.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *Subgrades, Sub-Bases and Shoulders for Concrete Pavement*. Skokie: 1960. 5 f.
- PREUSSLER, E. S. *Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço*. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1983.
- RANJAN, G.; VASAN, R.M.; CHARAN, H.D. *Behaviour of Plastic-Fibre-Reinforced Sand*. Geotextiles and Geomembranes, v. 13, N. 8, p. 555–565. 1994.
- RANJAN, G.; VASAN, R.M.; CHARAN, H.D. *Probabilistic Analysis of Randomly Distributed Fiber-reinforced Soil*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 122, N. 6, p. 419–426. 1996.
- REGINATTO, A. R. & FERRERO, J. C. *Colapse Potencial of Soil and Soil – Water Chemistry*. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 22, pp. 177-183, 1973.

- RESCHETTI JUNIOR, P. R. *Avaliação do Comportamento Mecânico de um Solo Arenoso Fino Laterítico Reforçado com Fibras para Uso em Pavimentação*. São Paulo, 2008, 145 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – USP, 2008.
- RICHART, F. E.; HALL, J. R.; WOODS, R. D. *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs. 1970.
- RIVERSON, J. D. N.; SINHA, K. C.; SCHOLER, C. F.; ANDERSON, V. L. *Evaluation of Subjective Rating of Unpaved County Roads in Indiana*. Transportation Research Record 1128, págs. 53–61, 1987.
- RSMS (Road Surface Management Sistem). *Technology Transfer Center the University of New Hampshire*, Department of Civil Engineering, Durham, New Hampshire, 1991.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLISPIE, D.; RICE, A. “*Seismic CPT to Measure In Situ Shear Wave Velocity*”. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 22, N^o. 08, August, 1986.
- ROCHA e SILVA, S. R. *A General Framework for the Geomechanical Characterisation of Artificially Cemented Soil*. 2011. 334 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2011.
- ROSA, F. D. *et al.* **Estudo da adição de fibras de polipropileno como material de reforço em solos**. In: CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA, 8., 2003, Passo Fundo. *Anais...* Passo Fundo, 2003.
- SAMSON, L. R. *A Study of the Precision Limits of Wet/Dry Brushing Durability Test for Cement-Stabilized Materials*, Technical Report RP/26, NITRR, CSIR, South Africa, 1986.
- SANT’ ANNA, G. L. *Estradas Florestais: Caracterização Geotécnica e Comportamento Mecânico de Solos e Misturas Solo-Grits, Cargas de Tráfego e Seus Efeitos*. 2006. 146 f. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) – Programa de Pós-graduação em Ciência Florestal, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais. 2006.
- SANTONI, R. L.; TINGLE, J. S.; WEBSTER, S. L. *Engineering Properties of Sand-Fiber Mixtures for Road Construction*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v. 127, N. 3, p. 258-268. 2001.
- SANTOS, A. P. S. *Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra sob Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral*. 2004. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2004.
- SANTOS, Á. R. *et al.* **Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para Conservação e Recuperação**. São Paulo: IPT, 1985. 129 p.
- SANTOS, J. A. “*Soil Characterization by Dynamic and Cyclic Torsional Shear Test. Application to Study of Piles under Static and Dynamic Horizontal Loading*”, PhD Thesis, Instituto Superior Técnico of the Technical University of Lisbon, Lisbon (in Portuguese). 1999.

- SANTOS, J. A.; CORREIA, A. G.; RODRIGUES, L. F. ***Field and Laboratory Characterisation of ST^a IRIA de Azóia Clay***. Actas da Workshop. Técnicas de Amostragem em Solos e Rochas Brandas e Controlo de Qualidade, FEUP, Porto. Junho, p. 166-178. 2001.
- SANTOS, J. A. Material Didático: ***Apontamentos da Disciplina Rigidez dos Solos em Estados de Pré-Rotura***. 2002.
- SATO, A.; NISHIMOTO, S.; SUZUKI, T. ***Relationship Between Curing Temperature and Strength of Stabilized Soil***. Current Practices in Cold regions Engineering. 10 p, 2006.
- SAYAO, A. S. F.; VAID, Y. P. ***Deformations due to Principal Stress Rotation***. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 107-110. 1989.
- SCHMIDT, R.J. ***"A Practical Method for Measuring the Resilient Modulus of Asphalt-Treated Mixes"*** Highway Research Record 404, Highway Research Board, 22-32, 1972.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. ***Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression***. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 127, N.10, p. 857-868. 2001.
- SCHOLEY, G. K.; FROST, J. D.; LO PRESTI, D. C. F.; JAMIOLKOWSKI, M. ***A Review of Instrumentation for Measuring Small Strains During Triaxial Testing of Soil Specimens***. Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 2. pp. 137-156. 1995.
- SCHREINER, H. D. ***"State of the Art Review on Expansive Soils"***. Imperial College, London, 1987.
- SCRIVENER, K. L. The Microstructure of Concrete. em SKALNY, J. P. ***Materials Science of Concrete*** I. Westerville: American Ceramic Society, 1989. 473p.
- SCULLION, T. & SAARENKETO, T. ***Using Suction and Dielectric Measurements as Performance Indicators for Aggregate Base Materials***, Transportation Research Record No. 1577, USA, 1997.
- SCULLION, T. & HARRIS, P. ***Forensic Evaluation of Three Failed Cement Treated Base Pavements***, Transportation Research Record No. 1611, USA, 1998.
- SCULLION, T.; SEBESTA, S.; HARRIS, J. P.; SYED, I. ***Evaluating the Performace of Soil-Cement and Cement-Modified Soil for Pavements: A laboratory Investigation***. Illinois: Potland Cement Association, 2005. 142 p.
- SEED, H. B. & FEAD, J. W. N. ***Apparatus for repeated Load Tests os Soils***. ASTM Special Technical Puclication, n. 254, EUA, p. 78-87, 1959.
- SENÇO, W. de. ***Manual de Técnicas de Pavimentação***. 1. ed. São Paulo: PINI, 1997. v. 1.
- SENÇO, W. de. ***Manual de Técnicas de Pavimentação***. 1. ed. São Paulo: PINI, 2001. v. 2.
- SEVERO, R. N. F. *et al.* ***Estudo da Influência da Cimentação em uma Areia Argilosa da Formação Barreiras***. In: COBRAMSEG, Gramado/RS, 2010.

SEVERO, R. N. F. *Caracterização Geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul-RN Considerando a Influência do Comportamento dos Solos nos Estados indeformado e Cimentado Artificialmente*. 2011. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, 2011.

SHEFFER, L. *Desenvolvimento e Aplicação do Cone Sísmico*. 2005. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre. 2005.

SILVA, C. C. *Comportamento de Solos Siltosos Quando Reforçados com Fibras e Melhorados com Aditivos Químicos e Orgânicos*. 2007. 170 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 2007.

SILVA, E. P. da. *Caracterização Geo-Ambiental e Estudo da Variabilidade Espaço-Temporal de Processo Erosivo no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho – PE/Brasil*. 2004. 152 f. Dissertação (Mestrado em Geociência) – Programa de Pós-graduação em Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2004.

SILVA, M. A.; BUENO, B.S.; LIMA, D.C. *Estabilização De Solos Com Inclusões Curtas Aleatórias*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995. Geossintéticos 95... p.327-335, 1995.

SILVA, M. A. *Influencia da Temperatura na Hidratação dos Cimentos de Escoria de Alto-Forno*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1998. Tese (Doutorado)-Escola Politécnica, USP, 1998.

SILVA, S. R.; FONSECA, A. V. da; CONSOLI, N. C. *Strength and Stiffness Properties of Mixtures of Granitic Soil-Cement*. In: 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria. p. 312-315. 2009.

SILVEIRA, A. L. Z. de P. *Estudo da Reação Álcali-Agregado em Rochas Carbonáticas*. 2006. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília. 2006.

SKEMPTON, A. W., 1948, The $\phi = 0$ Analyses of Stability and Its Theoretical Basis, Proceedings 2nd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pág. 72-78.

SKORSETH, K. & SELIM, A. A. *Gravel Roads: Maintenance and Design*. South Dakota: U. S. of Transportation/Federal Highway Administration, 2000. 104 p.

SOUSA, J.B.; TAYLOR, R.; TANCO, A.J. "Analysis of Some Laboratory Testing Systems for Asphalt-Aggregate Mixtures" Paper No.910743, presented at the 70th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C, 1991.

SOUSA PINTO, C de. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3^a ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.

SPECHT, L. P. *Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos Visando a Pavimentação*. 2000. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2000.

- STOKOE, K. H. I.; SANTAMARINA, J. C. "***Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering***" Proceedings of the GeoEng2000 Conference, Melbourne, Australia, 1490-1536. 2000.
- SYED, I. & SCULLION, T. ***Performance Indicator for Moisture Susceptible Stabilized Base Material in Pavements***. American Society of Civil Engineers, Texas Section Meeting, USA, 1998a.
- SYED, I. & SCULLION, T. ***In-Place Engineering Properties of Recycled and Stabilized Pavement Layers***. Report 3930-S, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, TX, 1998b.
- SYED, I. ***Moisture Movement in Cement-Stabilized Base Materials***. Ph.D. Thesis, Texas A&M University, College Station, TX, 2000.
- TATSUOKA, F.; SATO, T.; PARK, C.-S.; KIM, Y.-S.; MUKABI, J. N.; KOHATA, Y. ***Measurements of Elastic Properties of Geomaterials in Laboratory Compression Tests***. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 17, No. 1, pp. 80-94. 1994.
- TATSUOKA, F. *et al.* "***Characterising the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials***". XIV ICSMFE in Hamburg, Theme Lecture. 1997.
- TATSUOKA, F. *et al.* ***Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials***. Outcome of TC 29 (Technical Committee N° 29) of ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), Netherlands. From 1994 to 2001.
- TATSUOKA, F.; MODONI, G.; FLORA, A.; JIANG, G. L.; ANH DAN, L. Q.; MATSUSHITA, M.; KOSEKI, J. ***Stress-strain Behaviour at Small Strains of Unbound Granular Materials and its Laboratory Tests***. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 17-61. 1999 b.
- TAUTA, J. F. C. ***Evaluation of the Small-Strain Stiffness of Soil by Non-Conventional Dynamic Testing Methods***. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa. 2011.
- TAYLOR, G. D. ***Materials in Construction***. Longman Scientific & Technical, 2ª ed. London. 1994. 284 p.
- TAYLOR, H. F. W. ***Cement Chemistry***. London, 2ª ed. Ed. Academic Press, 1992.
- TEIXEIRA, S. H. C.; BUENO, B. S.; LIMA, D. C. ***Estudo do Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Aleatórias***. Relatório Parcial PIBIC-CNPq/UFV, Viçosa. 1995.
- TELFORD, W. M.; Geldart, L. P.; Sheriff, R. E. ***Applied Geophysics, Cambridge***. 1990.
- TEODORO, J.M.; BUENO, B.S. ***Estudo Do Comportamento Dos Solos Reforçados Com Fibras Plásticas De Polipropileno***. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. Anais... v.2., p.1093-1100, 1998.
- TERZAGHI, K. & PECK, R. B. "***Soil Mechanics in Engineering Practice***", John Wiley & Sons New York. 1967.

- THAULOW, S. *"Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders."* J.Amer. Concr.Inst.Proc., Vol.28, 53, 699-707, 1957.
- TRINDADE, T. P. *et al.* **Latossolo vermelho-amarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo realizado com amostras de grandes dimensões.** REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, p. 33-38. 2005.
- TRINDADE, T. P. *et al.* **Estudo laboratorial do comportamento de um solo residual arenoso reforçado com fibras de polipropileno, visando à aplicação em estradas florestais.** Revista: Árvore, Viçosa-MG, v. 30, n. 02, p. 215-222. 2006.
- ULBRICH, L. A. *Aspectos do Comportamento Mecânico de um Solo Reforçado com Fibras.* 1997. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1997.
- URMM. *Technical Manual: Unsurfaced Road Maintenance Management.* Headquarters, Department of the Army, January, 1995.
- VAN GENUCHTEN, M. T. *"A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils"*. Soil Science Society of America Journal, Vol. 44, pp. 892-898, 1980.
- VAN WIJK, A. J. & LOVELL, C. W. *Prediction of Subbase Erosion Caused by Pavement Pumping*, Transportation Research Record No. 1099, USA, 1986.
- VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos.* São Paulo: MCgraw-Hill do Brasil, 1977.
- VAZ, C. M. P.; NAIME, J. M.; MACEDO, A.; MELLO, S. (1997), *"Análise Granulométrica por Raios Gama. São Carlos"*, EMBRAPA/CNPq – Boletim de Pesquisa, Nº 5, 13 p.
- VENDRUSCOLO, M. A. *Comportamento de Ensaios de Placa em Camada de Solo Melhorados com Cimento e Fibras de Polipropileno.* 2003. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.
- VIANA DA FONSECA, A. J. P. *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.* Tese de Doutorado. Universidade do Porto. 1996.
- VINSON, T.S. *"Fundamentals of Resilient Modulus Testing"* Workshop on Resilient Modulus Testing, State of the Practice, Oregon State University, Corvallis, March 28- 30, 1989.
- VITALI, O. P. M. *Efeito da Composição de Misturas de Solo-Cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência.* 2008. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. 2008.
- VUCETIC, M. V. *"Cyclic Threshold Shear Strain in Soils"*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12), p. 2208-2228, 1994.
- WERKMEISTER, S. *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions.* Dissertação de Doutorado. Universidade Tecnológica de Dresden, Alemanha, 2003.

WIKIPÉDIA. http://pt.wikipedia.org/wiki/Microsc%C3%B3pio_eletr%C3%B4nico_de_varredura. Acesso em 26/10/2012.

WILLIAMS, R. I. T. *Cement Treated Bases, Materials, Design and Construction*, Elsevier Publishers, LTD, 1986.

WIMSATT, A. *TxDOT Fort Worth District Pavement Design Engineer*, Private Communication, 1998.

WONG, R. K. S.; ARTHUR, J. R. F. *Sand Shear by Stresses With Cyclic Variations in Direction. Géotechnique*, Vol. 36, No. 2, pp. 215-226. 1986.

WOODS, R. D. *"Measurement of Dynamic Soil Properties"* Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, CA, p. 91-178. 1978.

WOODS, D. M. *"Laboratory Investigations of the Behaviour of Soils under Cyclic Loading: A Review"* Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads, Pande, G. N. and O.C., Z., eds., Wiley, Belfast, p. 513-582. 1982.

XYDAS, N.; KAO, I. *Modeling of Contact Mechanics and Friction Limit Surfaces for Soft Fingers in Robotics, With Experimental Results*. The International Journal of Robotics Research, 18 (9): p. 941-950. 1999.

YANG, J. *Liquefaction Resistance of Sand in Relation to P-Wave Velocity*. Geotechnique, Vol. 52, N^o 4, p. 295-298, 2002.

ANEXOS

ANEXO-A

Método de Dimensionamento Proposto para Determinação da Espessura do Revestimento Primário
em Estradas de Terra (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000)

Método de Dimensionamento de Revestimento de Estrada de Terra

1.0 – Introdução

O presente método de dimensionamento de revestimento de estrada de terra foi desenvolvido pelo *Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD – LTAP)*. Este método encontra-se inserido no Apêndice – A do *Manual de Dimensionamento e Manutenção de Estradas de Terra do Departamento de Transporte dos Estados Unidos (SKORSETH & SELIM, 2000)*.

Por meio do presente método de dimensionamento, o projetista pode estimar a quantidade de materiais necessários para a construção de uma seção da estrada. Além de obter o orçamento da construção, o projetista, com base nas condições estabelecidas no projeto, pode também estimar o período necessário para que ocorra a manutenção da seção construída, priorizando dessa maneira a durabilidade da mesma assim como a redução no seu custo de manutenção.

Este método foi traduzido pelo autor da presente pesquisa tese, com um exemplo de aplicação facilitar para aqueles que estão interessados como o dimensionamento da espessura do revestimento primário é determinado.

2.0 – Fatores de Influência

De modo geral, vários fatores são considerados influentes na durabilidade de um revestimento primário. Alguns desses fatores que atuam durante a vida útil de um pavimento são:

- a) Carga por eixo;
- b) Característica dos agregados da superfície (materiais utilizados);
- c) Drenagem subterrânea;
- d) Congelamento e degelo;
- e) Propriedades mecânicas do subleito;
- f) Alterações de umidade;
- g) Módulo de resiliência dos materiais.

Dentre os fatores citados, o fator carga por eixo é considerado de extrema importância para o método de dimensionamento proposto. No presente método, considera-se que os automóveis de passeio e os caminhões leves (por exemplo, ônibus e utilitários) tem pouca influência na determinação da espessura, pois provocam pouco dano na estrutura de um pavimento devido às baixas pressões desenvolvidas pelos pneus dos mesmos em contato com a superfície da estrada.

3.0 – Detalhes dos Fatores de Influência Existente no Método Proposto

Para um melhor entendimento do método de dimensionamento, é necessário que o projetista conheça os seguintes termos:

3.1 – Futuro Tráfego Previsto – (FTP):

Todo pavimento é dimensionado para suportar um determinado número de solicitações em sua estrutura provocada pelas passagens dos veículos durante um período de tempo estabelecido de projeto. Devido à presença de um tráfego misto na estrada, ou seja, automóveis de passeio, utilitários, ônibus, caminhão, carreta, etc, o acúmulo do volume de tráfego deve ser representado por um eixo equivalente de carga.

O eixo equivalente de carga, estabelecido pela AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), adotado também no Brasil, conhecido como eixo padrão rodoviário, consiste em um eixo simples de rodas duplas (Figura 1.0) com as seguintes características:

- Carga por Eixo (P): 18 Kips = 18.000 lb = 8.165 Kgf = 8,2 tf = 80 kN;
- Carga por roda (P/4): 4.5 Kips = 4.500 lb = 2.041 Kgf = 2,04 tf = 20 kN;
- Pressão de Enchimento dos Pneus (p): $80 \text{ lb/Pol}^2 = 5.6 \text{ Kgf/cm}^2$;
- Pressão de Contato Pneu-Pavimento (q): 5.6 Kgf/cm^2 ;
- Raio da Área de Contato Pneu-Pavimento (r): 10,8 cm;
- Afastamento entre Pneus por Roda (s): 32,4 cm.

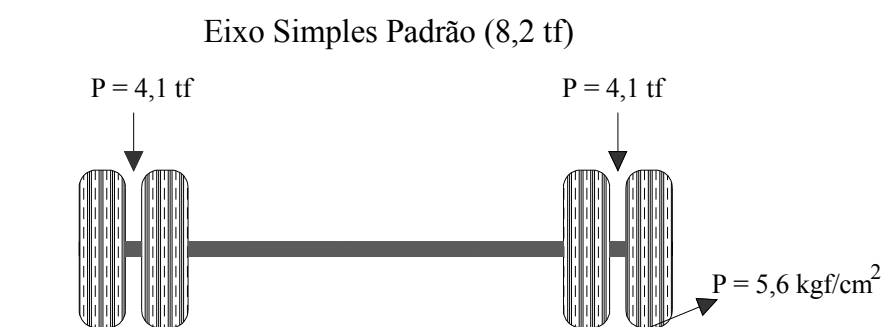


Figura 1.0 – Exemplo do eixo padrão rodoviário

3.2 – Módulo Resiliente do Subleito - (MRS):

Todo material apresenta alguma deformação (Strain) quando submetido a uma carga por unidade de área (Stress). A relação entre a tensão e a deformação pode ser expressa como módulo de resiliência quando a carga é repetida.

Define-se como módulo de resiliência (MR) a relação entre a tensão desvio aplicada axial e ciclicamente em um corpo de prova e a correspondente deformação específica vertical recuperável conforme a expressão seguinte:

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

onde:

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

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor ou tensão de confinamento;

$\varepsilon_r = \frac{\delta_r}{L}$ = deformação específica axial resiliente (recuperável ou elástica);

δ_r = deslocamento recuperável;

L = altura do corpo de prova submetido às tensões.

E a deformabilidade “elástica” ou resiliente que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rígidas dos pavimentos de revestimento asfáltico ou de concreto sujeitas a deflexões sucessivas.

3.3 – Efeitos da Duração do Clima na Região - (EDCR):

Clima é um conjunto de fenômenos meteorológicos que caracterizam, durante um longo período, o estado médio da atmosfera e sua evolução em determinado lugar. É o resultado de uma combinação de nebulosidade, umidade, temperatura, vento, pressão barométrica, etc. (MEDINA & MOTTA, 2005).

Um dos fatores que afeta o desempenho de um pavimento é a duração de um determinado tipo de clima. Por meio da Figura 2.0 ilustra-se como os Estados Unidos encontra-se dividido em seis (06) diferentes regiões climáticas.

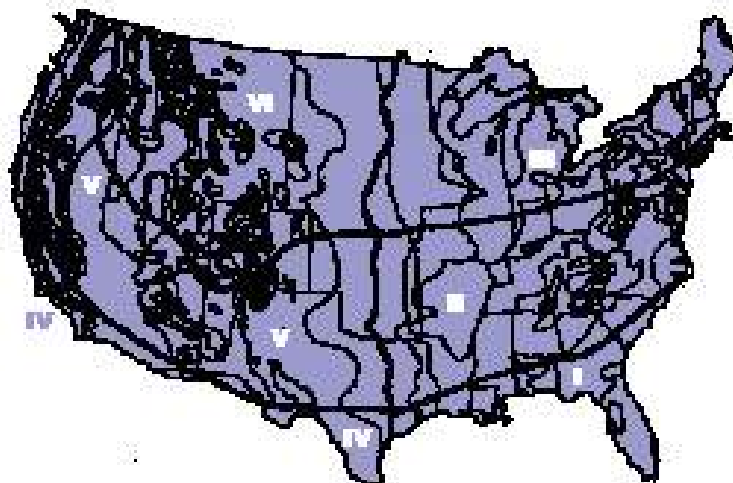


Figura 2.0 – As seis regiões climáticas existentes nos Estados Unidos da America (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000)

Onde:

- Região I → Clima úmido, sem gelo;
- Região II → Clima úmido, com ciclo de gelo e degelo;
- Região III → Clima úmido com gelo intenso, descongelando na primavera;
- Região IV → Clima seco, sem gelo;
- Região V → Clima seco, com ciclo de gelo e degelo;
- Região VI → Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera.

Baseando-se nas diferentes características climáticas existentes nos EUA foi desenvolvida a Tabela 1.0, que contém o tempo de duração, em meses, das quatro estações do ano e a condição correspondente em que se encontra o subleito da estrada.

Tabela 1.0 – Período de duração das estações do ano para cada região climática existente nos EUA (SKORSETH & SELIM, 2000)

Regiões Climáticas	Estações do Ano com as Respectivas Condições do Subleito			
	Inverno (Subleito Congelado)	Primavera/Desgelo (Subleito Saturado)	Diminuição da Primavera (Subleito Úmido)	Verão (Subleito Seco)
I	0,0	0,0	7,5	4,5
II	1,0	0,5	7,0	3,5
III	2,5	1,5	4,0	4,0
IV	0,0	0,0	4,0	8,0
V	1,0	0,5	3,0	7,5
VI	3,0	1,5	3,0	4,5

OBS: os números representam o período de duração da estação em meses por ano.

Na Tabela 2.0 encontram-se as qualidades atribuídas ao solo do subleito em função dos valores dos módulos de resiliência sazonais obtidos para cada sequência de estações do ano.

Tabela 2.0 – Qualidade relativa do solo do subleito (SKORSETH & SELIM, 2000)

Qualidade Relativa do Solo do Subleito	Inverno		Primavera/Desgelo		Diminuição da Primavera		Verão	
	(Subleito Congelado)		(Subleito Saturado)		(Subleito Úmido)		(Subleito Seco)	
	(psi)	(MPa)	(psi)	(MPa)	(psi)	(MPa)	(psi)	(MPa)
Muito Bom	20	138	2,5	17	8	55	20	138
Bom	20	138	2	14	6	41	10	69
Razoável	20	138	2	14	4,5	31	6,5	45
Ruim	20	138	1,5	10	3,3	23	4,9	34
Muito Ruim	20	138	1,5	10	2,5	17	4	28

OBS: os valores de módulos de resiliência encontram-se em psi, onde: 1,0 psi $\approx$ 6894,8 Pa.

3.4 – Módulo de Resiliência dos Materiais das Camadas de Base (E_{Base}) e Sub-Base ($E_{Sub-Base}$)

Quando uma carga externa é aplicada a uma massa de solo, as tensões resultantes desse carregamento propagam-se pelo subsolo, provocando um acréscimo nas tensões existentes. Em consequência desses acréscimos nas tensões, surgem deformações nesse solo que, geralmente, são proporcionais aos acréscimos de tensões. Boussinesq, Newmark, Love e outros estudaram a distribuição das tensões num maciço obedecendo àquelas condições, com a aplicação da carga em uma superfície horizontal de um semi-espaço infinito (SENÇO, 1997).

Segundo Senço (1997) o cálculo das tensões resultantes no subleito, em razão de carregamento externo, tem como base a teoria da elasticidade, supondo o solo como um meio contínuo, homogêneo, isotrópico, linearmente elástico, ou seja, um material sem variações de massa específica e com as mesmas propriedades elásticas em todas as direções.

Para os materiais elásticos, aplica-se a lei de Hooke, que diz que, nesses materiais, as deformações relativas são proporcionais às tensões.

As fórmulas utilizadas ou deduzidas por Boussinesq partem, então, por considerar o solo como um material de módulo de resiliência constante. Essa característica do solo, teórica por excelência, é assim admitida como um dos parâmetros definidores do comportamento real desse solo.

Para solos e para os materiais do pavimento, o diagrama tensão x deformação relativa não apresenta essa linearidade, além de que, retirada a tensão, o retorno da curva não apresenta superposição, o que é características dos materiais perfeitos.

No presente método, os módulos resiliente dos materiais das camadas de base e sub-base são parâmetros necessários para o dimensionamento da estrutura do pavimento.

3.5 – Perda de Serventia da Superfície da Estrada - (PS)

No presente contexto, serventia é definida como sendo uma condição de conforto ao rolamento que um trecho de estrada fornece aos seus usuários. A utilidade deste parâmetro é indicar a condição em que se encontra atualmente a estrada por meio de valores estabelecidos, os quais determinam a necessidade da realização de uma manutenção ou não na superfície do pavimento. A perda de serventia é o principal critério para determinar a necessidade de uma manutenção, podendo admitir valores entre 0 e 5, onde o valor 0 (zero) indica que o estado em que se encontra a estrada é impossível de dirigir, enquanto o valor 5 indica que a estrada encontra-se em perfeita condição de tráfego.

O menor valor de PS que um motorista pode tolerar, antes da degradação total da superfície da estrada, é chamada de Serventia Terminal (ST). Os valores comumente adotados para a serventia terminal são, $ST = 2,5$ ou superior quando utilizada para projeto de rodovias principais, e $ST = 2,0$ quando utilizada para estradas de baixo volume (SKORSETH & SELIM, 2000).

De acordo com Skorseth & Selim (2000) o nível mínimo de serventia depende do critério de aceitação da maioria dos usuários. Existem alguns valores de ST, que foram estabelecidos a partir de testes desenvolvidos pela AASHTO, esses valores encontram-se na Tabela 3.0.

Tabela 3.0 – Relação entre nível de serventia terminal (ST) e aceitações de usuários
(SKORSETH & SELIM, 2000)

Nível de Serventia Terminal (ST)	3,0	2,5	2,0
Porcentagens de Pessoas Afirmando Inaceitável	12%	55%	85%

Para pequenas rodovias não pavimentadas, onde a agricultura é o fator principal da economia, o dimensionamento deve ser realizado levando em consideração a redução do tráfego ou o tempo de durabilidade da superfície da estrada, em vez de reduzir o nível de serventia terminal de um numero menor do que 2,00.

3.6 – Condições Admissíveis da Superfície da Estrada - (CASE)

Uma forma de avaliar a condição da superfície de uma estrada de terra é o desenvolvimento, por parte dos usuários, de altas velocidades nestas. Se as trepidações, desenvolvidas pela formação de ondulações ao longo das trilhas das rodas, forem elevadas, torna-se dificilmente o controle do veículo. Entretanto, uma certa quantidade de trepidações é tolerável sem causar, qualquer risco ou perigo aos usuários da via. Dessa maneira, o projetista responsável pelo dimensionamento da estrutura da estrada deve decidir uma profundidade admissível das ondulações. O valor típico admissível que uma ondulação deve possuir, em uma estrada de terra, deve estar contido entre 1,0 (2,5 cm) e 2,0 (5,0 cm) polegadas de profundidade (SKORSETH & SELIM, 2000).

3.7 – Perda de Agregado da Superfície da Estrada – (PASE)

É inevitável a perda de agregado na superfície de uma estrada de terra. A perda de agregados é provocada por fatores tais como a ação desagregadora produzida pelo atrito dos pneus dos veículos em contato com a superfície da estrada, erosão, precipitação (efeito splash), etc. A ação desses fatores leva a uma rápida deterioração da superfície da estrada. Portanto, esta perda de agregados deve ser levada em consideração durante o projeto de dimensionamento da mesma, pois é importante estimar a espessura total que será perdida durante o período de vida útil estabelecido na fase de projeto.

4.0 – Etapas e Exemplo do Método de Dimensionamento

Para um melhor entendimento do presente método de dimensionamento, o mesmo será dividido em 10 etapas.

Para calcular a espessura total de material a ser colocado sobre o subleito, o método adota um critério de tentativa e erro. Inicialmente adota-se uma espessura, em seguida, com base no comportamento mecânico (módulo de resiliência do subleito e dos materiais de base e sub-base) dos materiais a serem utilizados, das condições climáticas atuantes na região (período de duração das quatro estações do ano) e de determinadas condições específicas requeridas pelo próprio modelo do método (futuro tráfego previsto, perda de serventia, condições admissíveis da superfície e perda de agregado da superfície), é simulada a influência desses fatores na estrutura do pavimento a ser construído, e logo em seguida, verificado o grau de deterioração da mesma.

Se o grau de deterioração do pavimento admitir valores menores que 100 %, isto indica que a estrutura do pavimento foi superdimensionada, pois, para as condições estabelecidas no projeto, o pavimento, durante o período de vida útil determinado, não obteve uma degradação julgada suficiente para exigir manutenção.

Caso o grau de deterioração do pavimento admita valores maiores que 100 %, isto indica que a estrutura do pavimento foi subdimensionada, ou seja, para as condições estabelecidas no projeto, o pavimento, antes do período de vida útil determinado, obteve uma degradação julgada suficiente para uma necessária manutenção. Por último, sendo o grau de deterioração do pavimento igual a 100 %, isto indica que a estrutura do pavimento foi corretamente dimensionada, pois, para as condições estabelecidas no projeto, o pavimento obteve uma degradação julgada suficiente, para que ao final do período de vida útil estabelecido, haja uma necessária atividade de manutenção. Portanto, a espessura que admitir um grau de deterioração de 100 % é definida como espessura de projeto.

A seguir descrevem-se as etapas do método de dimensionamento proposto por meio da realização de um exemplo detalhado no Apêndice – A do manual da Gravel Roads (2000). O exemplo descrito é realizado com uma das regiões climáticas existente nos EUA.

Exemplo

Determine a espessura necessária de uma base de material a ser colocado sobre o subleito de uma estrada não-pavimentada de modo que a mesma funcione como revestimento primário.

Adote o método desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul, disposto no Apêndice – A do Manual de Dimensionamento e Manutenção de Estradas de Terra do Departamento de Transporte dos Estados Unidos (SKORSETH & SELIM, 2000).

Os dados fornecidos ao projetista são:

- 1) Futuro tráfego previsto: **FTP = 35.000** (número de repetições do eixo padrão);
- 2) Qualidade relativa do solo do subleito: **MRS = Bom** (em relação aos valores dos módulos de resiliência estimados em função das quatro estações do ano, obtido na segunda linha da Tabela 3.1);
- 3) Módulo de resiliência do material a ser utilizado como base: **$E_{Base} = 25.000$ psi**;
- 4) Módulo de resiliência do material a ser utilizado como sub-base: **$E_{Sub-Base} = 15.000$ psi**;
- 5) Região climática dos Estados Unidos onde será construído o pavimento: **Região VI** (Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera).

Solução

Passo 1: Nesta etapa, adota-se inicialmente uma espessura para a camada de base.

A espessura final de projeto será obtida por meio de tentativas, portanto, no processo de cálculo varias espessuras serão atribuídas. Cada espessura irá resultar em uma resposta, do tipo ponto, que será plotado com os demais para formar uma curva do tipo: *Danos Totais versus Espessura de Base*. Quanto maior a quantidade de pontos (com quatro 04 pontos o dimensionamento é considerado satisfatório) melhor será o ajuste da curva, conseqüentemente mais preciso será o dimensionamento.

Neste exemplo, adotou-se cinco espessuras (**10, 11, 12, 13 e 14 pol**) para a base, as quais foram suficientes para determinar a espessura de projeto. Para cada espessura adotada faz-se necessário uma tabela.

Utiliza-se um modelo padrão de tabela (Tabela 4.0), que armazenará todos os dados dos parâmetros a serem utilizados. O valor adotado da espessura é inserido na primeira linha na Tabela 4.0.

Tabela 4.0 – Modelo de tabela utilizada no processo de dimensionamento

Espessura Adotada do Camada de Base: _____ pol					Perda de Serventia (PS): _____		Condição Admissível da Superfície da Estrada (CASE): _____	
Colunas →	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado							
2) Primavera	Saturado							
3) Primavera/Outono	Úmido							
4) Verão	Seco							
Tráfego Total (FTP) =					Somatório dos Danos:		Somatório dos Danos:	

Passo 2: o segundo passo consiste em adotar dois valores padrão.

Um valor para a perda de serventia da superfície da estrada (PS) e outro para a condição admissível da superfície da mesma (CASE).

No presente exemplo, os valores adotados para os parâmetros citados foram:

- Perda de serventia da superfície da estrada: **PS = 2,0**;
- Condição admissível da superfície da estrada: **CASE = 2,0 pol**.

O valor de PS e CASE são, respectivamente, inseridos na segunda e terceira coluna da primeira linha da Tabela 4.0.

Passo 3: o terceiro passo consiste em obter dois parâmetros:

- O primeiro parâmetro está relacionado com a determinação dos módulos sazonais de resiliência do subleito (MRS), obtidos em função da qualidade relativa do solo do subleito, diante da variação de umidade, para cada estação do ano. Com base nos dados fornecidos de projeto (**MRS = Bom**), e fazendo uso da Tabela 2.0, obtêm-se, portanto, os valores dos módulos sazonais de resiliência.
- O segundo parâmetro a ser obtido consiste no módulo de resiliência do material da camada de base, (**MR_{Base}**) o qual também foi fornecido nos dados de projeto. Os valores encontrados para os parâmetros citados são:
 - **MRS = Bom** → Tabela 2.0: inverno (**MR = 20,000 psi**); primavera/desgelo (**MR = 2,000 psi**); final da primavera (**MR = 6,000 psi**) e verão (**MR = 10,000 psi**);
 - **MR_{Base} = 25,000 psi**.

Os valores do MRS e do E_{Base}, são inseridos, respectivamente, nas colunas 02 e 03 da Tabela 4.0.

Passo 4: o quarto passo consiste em determinar o tráfego sazonal de veículos.

O tráfego sazonal estimado de veículos é calculado em função do número total de solicitações do eixo padrão rodoviário (**N**), no período de um (01) ano, e do tempo de duração de cada estação do ano, na região onde se localiza a estrada. O cálculo é realizado da seguinte maneira:

- Primeiramente, estima-se o número total de solicitações do eixo padrão durante o período de um ano (futuro tráfego previsto – FTP) na estrada. No presente exemplo, o valor estimado foi de **FTP = 35.000**. Este valor pode ser determinado pelo método típico de determinação do valor **N**.
- Em seguida, com base no tempo de duração (em meses) das estações climáticas atuantes na região, divididas pelo número de meses do ano, obtêm-se a proporção de duração da estação de maneira anual. Neste exemplo, a região climática escolhida foi a **Região VI** (Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera), cujo período de duração das estações encontra-se na Tabela 1.0.
- Por último, de posse dos parâmetros citados, realiza-se a multiplicação do FTP para cada período de duração das estações.

Com base no exposto têm-se os seguintes resultados, conforme detalhes contidos na Tabela 5.0 abaixo.

Os valores obtidos do tráfego sazonal são inseridos na coluna 04 da Tabela 4.0.

Tabela 5.0 – Cálculo do tráfego sazonal

Estação	Inverno	Primavera/Desgelo	Diminuição da Primavera	Verão
Tráfego Sazonal	$35.000 \times (3/12) = 8.750$	$35.000 \times (1,5/12) = 4,375$	$35.000 \times (3/12) = 8.750$	$35.000 \times (4,5/12) = 13,125$

Passo 5: para realização do quinto passo faz-se necessário o uso do ábaco da Figura 3.0.

O quinto passo consiste em determinar o número permitido de solicitações do eixo padrão rodoviário (**N**), antes da necessidade da atividade de manutenção, para cada período de estação, levando em consideração o parâmetro perda de serventia da superfície da estrada (**PS**).

Para determinação do número $N_{\text{Admissível}}$ em função do parâmetro **PS**, realiza-se a seguinte sequência de operação: 1) espessura da camada de base → 2) módulo de resiliência do material da camada de base (E_{Base}) → 3) módulo de resiliência sazonal do subleito (**MRS**) → 4) perda de serventia da superfície da estrada (**PS**) → 5) número de solicitação estimado antes da necessidade de manutenção. Para valores de **N** maiores do que 400.000 assumir o valor prático de 500.000 solicitações.

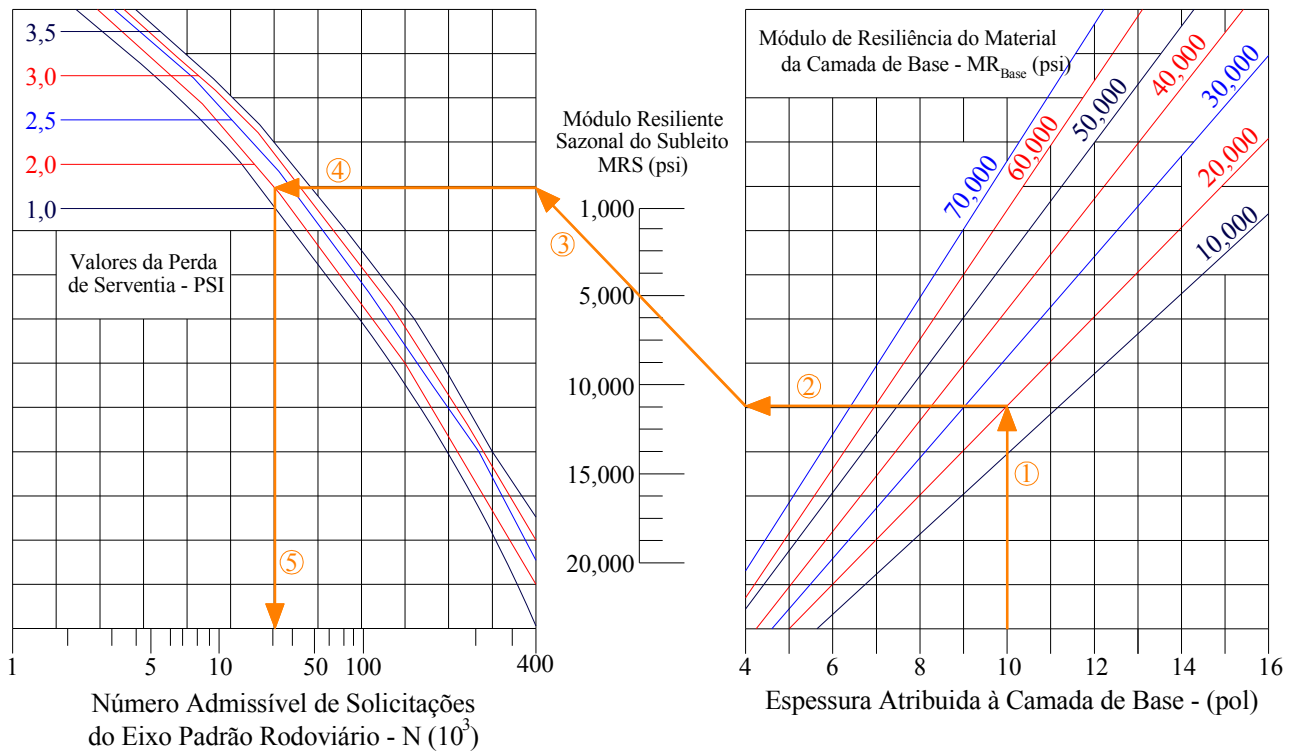


Figura 3.0 – Gráfico de determinação do número permitido de solicitações do eixo padrão com base no parâmetro perda de serventia (PS) (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000)

Os valores obtidos do número admissível de solicitações sazonais são inseridos na coluna 05 da Tabela 4.0.

Passo 6: o sexto passo consiste em determinar o dano sazonal na superfície da estrada, provocado pelas passagens dos veículos, considerando o número de solicitações admissíveis obtido no parâmetro da perda de serventia (PS).

Para determinação do dano sazonal, considerando o parâmetro perda de serventia, basta apenas dividir o tráfego sazonal de veículos (FTP), obtido na coluna 04, pelo tráfego admissível antes da necessidade da atividade de manutenção, coluna 05.

O resultado da divisão é colocado na coluna 06 da Tabela 04, e em seguida realiza-se o somatório dos danos, que representa o dano total sofrido pela superfície da estrada no período de um (01) ano.

Passo 7: para realização do sétimo passo faz-se necessário o uso do ábaco da Figura 4.0.

O sétimo passo consiste em determinar o número de solicitações do eixo padrão rodoviário (N), o qual deteriora a superfície da estrada de maneira significativa, ou seja, o número N de solicitação o qual requer a necessidade da atividade de manutenção, para cada estação do ano, levando em consideração a profundidade das ondulações existente na superfície da estrada (CASE).

Para determinação do número $N_{\text{Admissível}}$, em função da profundidade das ondulações, realiza-se a seguinte sequência de operação: 1) espessura da camada de base → 2) profundidade das

ondulações (CASE) → 3) módulo de resiliência sazonal do subleito (MRS) → 4) módulo de resiliência do material da camada de base (E_{Base}) → 5) número de solicitação (N) estimado antes da necessidade de manutenção. Para valores de N maiores do que 400.000 assumir o valor prático de 500.000 solicitações.

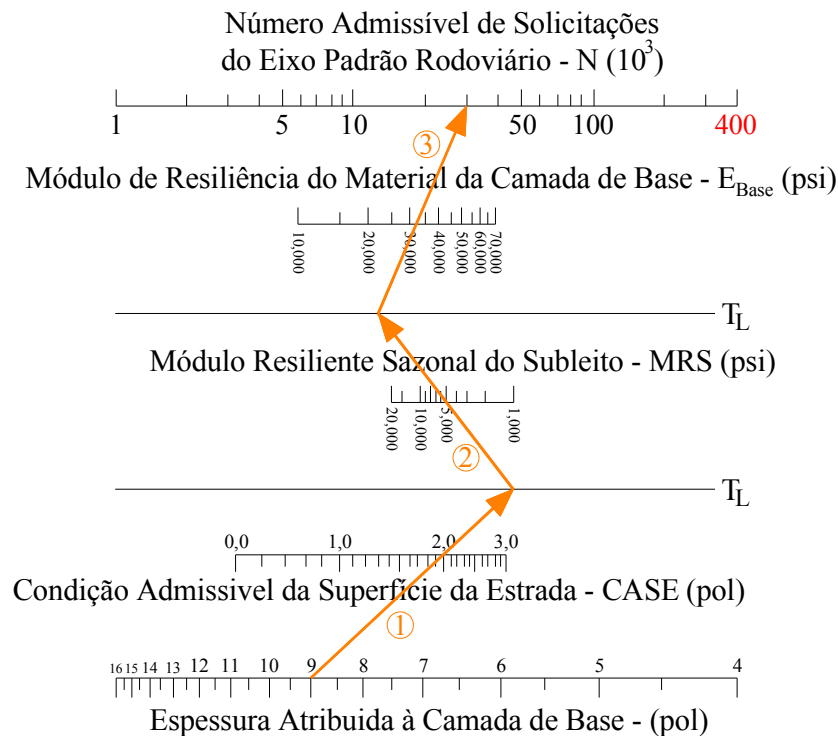


Figura 4.0 – Gráfico de determinação do número permitido de solicitações do eixo padrão com base na profundidade das ondulações (CASE) (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000)

Os valores obtidos do número admissível de solicitações sazonais são inseridos na coluna 07 da Tabela 4.0.

Passo 8: o oitavo passo consiste em determinar o dano sazonal na superfície da estrada, provocado pelas passagens dos veículos, considerando o número de solicitações necessárias para obtenção da deterioração da mesma.

Para determinação do dano sazonal, considerando o parâmetro profundidade das ondulações, basta apenas dividir o tráfego sazonal estimado de veículos (FTP), obtido na coluna 04, pelo tráfego que requer a necessidade da atividade de manutenção, coluna 07.

O resultado da divisão é colocado na coluna 08 da Tabela 04, e em seguida realiza-se o somatório dos danos, que representa o dano total sofrido pela superfície da estrada no período de um (01) ano.

Com base nos passos anteriormente detalhados foram construídas as Tabelas de 6.0 a 10.0 correspondentes a este exemplo.

Tabela 6.0 – Resultados obtidos para a espessura de 10 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 10,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas ?	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20,000	25,000	8,750	400,000	0,022	80,000	0,109
2) Primavera	Saturado	2,000	25,000	4,375	6,804	0,643	5,800	0,754
3) Primavera/Outono	Úmido	6,000	25,000	8,750	25,000	0,350	19,000	0,461
4) Verão	Seco	10,000	25,000	13,125	67,000	0,196	31,500	0,417
Tráfego Total (FTP) =				35,000	Somatório dos Danos:	1,211	Somatório dos Danos:	1,741

Tabela 7.0 – Resultados obtidos para a espessura de 11 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 11,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas ?	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20,000	25,000	8,750	400,000	0,022	80,000	0,109
2) Primavera	Saturado	2,000	25,000	4,375	10,000	0,438	7,300	0,599
3) Primavera/Outono	Úmido	6,000	25,000	8,750	32,000	0,273	23,000	0,380
4) Verão	Seco	10,000	25,000	13,125	90,000	0,146	38,000	0,345
Tráfego Total (FTP) =				35,000	Somatório dos Danos:	0,879	Somatório dos Danos:	1,435

Tabela 8.0 – Resultados obtidos para a espessura de 12 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 12,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas ?	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20,000	25,000	8,750	400,000	0,022	100,000	0,088
2) Primavera	Saturado	2,000	25,000	4,375	14,000	0,313	8,500	0,515
3) Primavera/Outono	Úmido	6,000	25,000	8,750	40,000	0,219	29,000	0,302
4) Verão	Seco	10,000	25,000	13,125	110,000	0,119	48,000	0,273
Tráfego Total (FTP) =				35,000	Somatório dos Danos:	0,672	Somatório dos Danos:	1,177

Tabela 9.0 – Resultados obtidos para a espessura de 13 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 13,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas ?	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20,000	25,000	8,750	400,000	0,022	140,000	0,063
2) Primavera	Saturado	2,000	25,000	4,375	18,500	0,236	11,000	0,398
3) Primavera/Outono	Úmido	6,000	25,000	8,750	54,000	0,162	32,000	0,273
4) Verão	Seco	10,000	25,000	13,125	130,000	0,101	50,000	0,263
Tráfego Total (FTP) =				35,000	Somatório dos Danos:	0,521	Somatório dos Danos:	0,996

Tabela 10.0 – Resultados obtidos para a espessura de 14 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 14,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas ?	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20,000	25,000	8,750	400,000	0,022	170,000	0,051
2) Primavera	Saturado	2,000	25,000	4,375	22,000	0,199	12,000	0,365
3) Primavera/Outono	Úmido	6,000	25,000	8,750	66,000	0,133	40,000	0,219
4) Verão	Seco	10,000	25,000	13,125	170,000	0,077	68,000	0,193
Tráfego Total (FTP) =				35,000	Somatório dos Danos:	0,431	Somatório dos Danos:	0,828

Passo 9: o penúltimo passo consiste em determinar a espessura média que a camada de base deve ser construída levando em consideração as condições estabelecidas de projeto.

Para obtenção da espessura, faz-se necessário a construção de um gráfico que contenha o somatório dos danos totais, tanto para o número (N) de solicitações que não provocam deterioração significativa (que não requer necessidade de manutenção) quanto para as que provocam, em função de cada espessura adotada.

O gráfico possui no eixo das abscissas o valor da espessura adotada (em polegadas), e no eixo das ordenadas, os respectivos valores dos somatórios dos danos (Figura 5.0).

A primeira curva (linha vermelha) representa a deterioração sofrida pela superfície da estrada, diante do número de solicitação do eixo padrão, sem que haja a necessidade de manutenção, levando em consideração o parâmetro da perda de serventia (PS).

A segunda curva (linha azul) representa a deterioração total sofrida pela superfície da estrada, diante do número de solicitação do eixo padrão rodoviário, para que haja a necessidade de manutenção, levando em consideração o parâmetro da condição admissível da superfície da estrada (CASE).

A espessura média da base, considerando os critérios dos danos citados, é determinada por meio da interpolação gráfica correspondente ao valor da espessura de base para o critério de danos totais igual a 1,0. No presente caso obteve-se uma espessura de 10,6 pol para o critério da perda de serventia e 13,0 pol para o critério da condição admissível. O valor a ser adotado será o maior, portanto, nesse exemplo a espessura de base deve ter uma espessura de 13,0 pol.

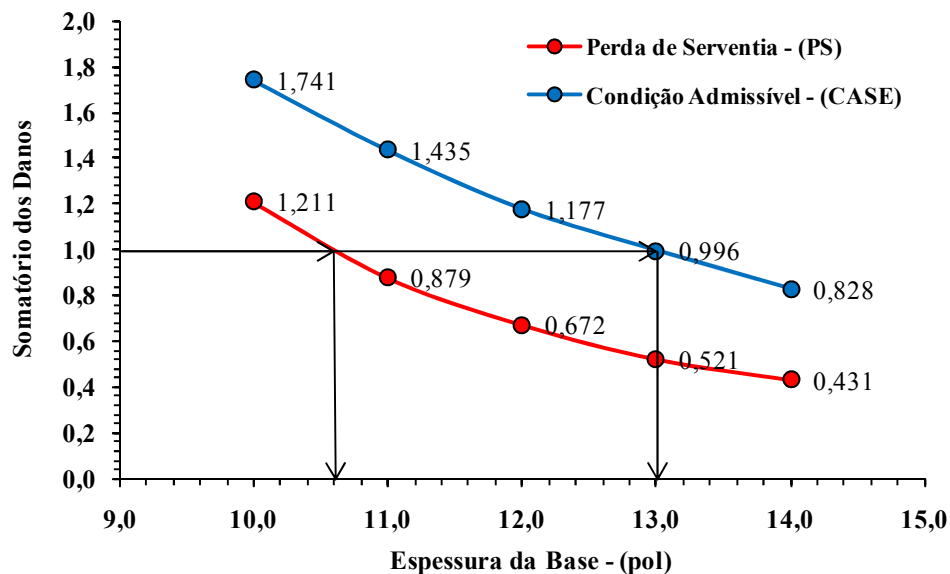


Figura 5.0 – Danos totais versus espessura da base para os critérios de serventia e deterioração

Passo 10: o último passo consiste em determinar a espessura final de projeto levando em consideração a correção que deve ser realizada com base na perda por desagregação do material da base.

Para cálculo da espessura de projeto utiliza-se a seguinte fórmula:

$$h_{\text{Base\_Corrigida}} = h_{\text{Base}} + 0,5.GL$$

onde:

- GL = Perda de Material (Loss Aggregate)

$$h_{\text{Base\_Corrigida}} = 13 + 0,5.1$$

$$h_{\text{Base\_Corrigida}} = 13,5 \text{ pol}$$

Assim, com base nas condições climatológicas da região da estrada, tráfego previsto, comportamento mecânico do material de base e do subleito e das condições estabelecidas de projeto, é necessário, portanto, uma espessura de 13,5 polegadas para a camada de base, a ser colocada sobre o subleito, para que a estrada possua uma superfície de rolamento trafegável e duradora durante o período estimado de um (01) ano.

Passo 11: converter parte da espessura da base em uma espessura equivalente de sub-base.

Em algumas situações, durante o projeto de dimensionamento, pode-se ser necessário colocar sob a camada de base, um material de comportamento mecânico inferior como camada de sub-base. Este critério passa a ser considerado necessário quando o material da camada de base torna-se muito caro quando comparado com o material da sub-base. A substituição de um material nobre por um de custo inferior implica numa economia significativa no orçamento de construção de uma estrada.

Para transformar parte da espessura de base em uma espessura equivalente de sub-base, faz-se necessário o uso do ábaco ilustrado na Figura 6.0.

Com base no exemplo a seguir descreve-se o procedimento para conversão, utilizando outros dados dos materiais e tráfego:

a) Primeiramente faz-se necessário a obtenção dos seguintes parâmetros:

- Espessura total da camada de base: 11,0 pol;
- Espessura fixa da camada de base (escolhida arbitrariamente): 6,0 pol;
- Espessura a ser substituída da camada de base: 5,0 pol;
- Módulo de resiliência do material da camada de sub-base: 15,000 psi;
- Módulo de resiliência do material da camada de base: 30,000 psi;

b) De posse dos parâmetros citados, em seguida, utiliza-se o ábaco da Figura 6.0 obedecendo à seguinte sequência:

- primeiramente entra-se no ábaco com o valor da espessura fixa de base (6,0 pol), e pela horizontal, em seguida, chega-se à linha que representa o módulo de resiliência do material da camada de sub-base (15,000 psi);
- na vertical deste ponto obtêm-se a orientação da segunda seta com base nesses dois parâmetros citados, determina-se a espessura de base que será substituída (5.0 pol);
- após obter a orientação da terceira seta, por último, escolhe-se o módulo de resiliência do material da camada de base (30,000 psi);
- por fim, após obter a orientação da quarta e última seta, prolonga-se a mesma até interceptar o eixo da espessura requerida de sub-base.

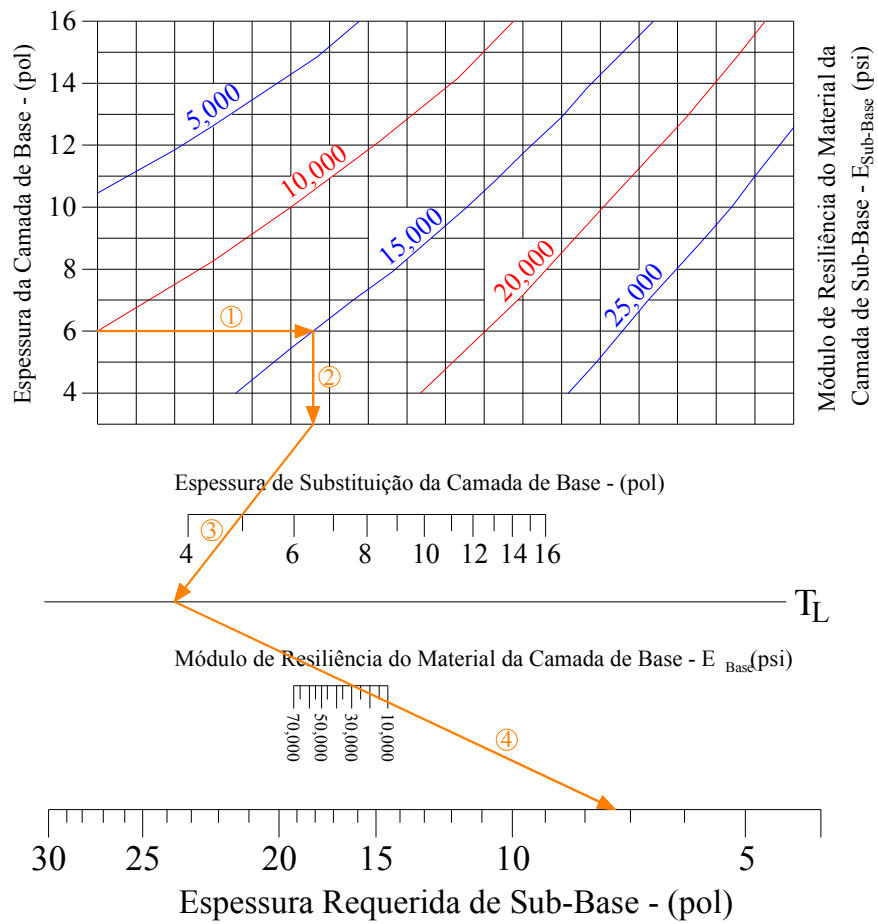


Figura 6.0 – Ábaco de conversão de parte da espessura da camada de base em espessura equivalente de sub-base (Fonte: SKORSETH & SELIM, 2000)

ANEXO-B

Modelos de Comportamentos Inaceitáveis da Senóide de Carregamento (Tensão Desvio) de acordo
com a norma ASTM-D3999-91/2003

De acordo com a norma ASTM-D3999-91/2003 o resultado do ensaio torna-se inaceitável se, o modelo da senóide do carregamento aplicado admitir os seguintes comportamentos ilustrados na Figura 1.0.

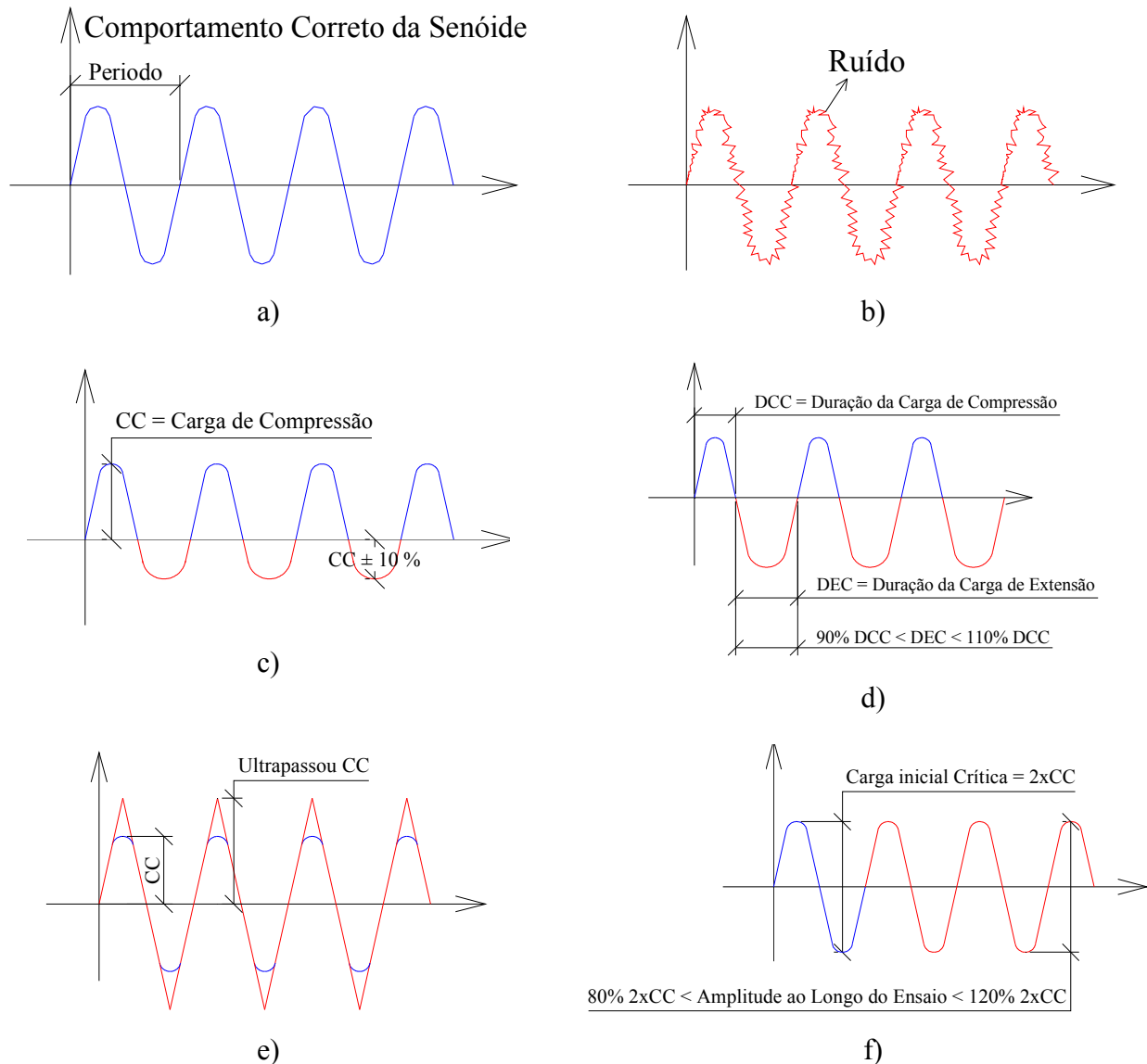


Figura 1.0 – Exemplos de formas aceitável e inaceitáveis de ondas senoidal de carregamento para ensaios triaxiais cíclicos (Fonte: ASTM-D3999-91/2003)

n) Para evitar comportamentos inaceitáveis como os ilustrados na Figura 1.0, realiza-se sempre antes de iniciar os ensaios cíclicos, a regulagem do PID do sistema (utilizando um provete de teste com as mesmas características dos provetes a serem ensaiados).

o) A regulagem do PID consiste praticamente em ajustar o comportamento da real senóide da força, fornecida pelo sistema em ciclagem, com o comportamento da senóide esperada de cálculo (ver Figura 1.0 a)), ou seja, aumentar a precisão de todo o sistema para que os resultados fornecidos estejam pertencentes a um padrão de qualidade aceitável.

Quando realizou-se o respectivo ajuste, observou-se uma significativa redução de vibração quando a célula de carga registrava a força máxima de aplicação ($F_{\text{Máx}} = 2275 \text{ N}$). Esse tipo de ajuste é realizado geralmente quando:

- substitui a célula de carga por outra: independentemente da célula de carga substituta possuir capacidade menor, igual ou superior do que a que existia anteriormente;
- mudança de comportamento de trabalho da célula de carga: se inicialmente calibrou-se a célula de carga de modo que a mesma forneça magnitude de força por meio da realização de ensaios triaxiais estáticos, ao utilizar a mesma para realização de ensaios triaxiais cíclicos, faz-se necessário o ajuste, o caso contrário não é preciso.
- rigidez do material;
- magnitude da carga aplicada.

p) A sigla PID significa **Proportional-Integral-Derivative**. O parâmetro **Proportional** (proporcional) multiplica o erro de sinal existente por um valor de aumento (k_p) definido pelo operador do sistema.

Dessa maneira temos, Sinal de Saída (Output) = $k_p \times$ Erro de Sinal (ver Figura 2.0).

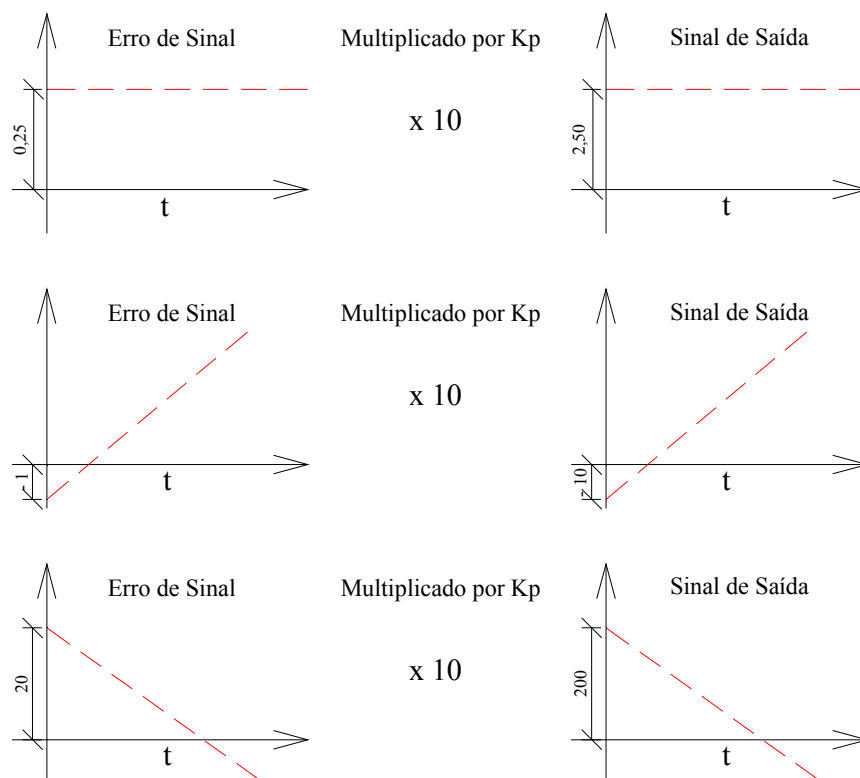


Figura 2.0 – Exemplos de ganho proporcional

q) O parâmetro **Integral** (integral) multiplica o valor atual do erro do sinal existente e sua respectiva duração, por um valor de aumento (k_i) definido pelo operador do sistema.

A integral de um sinal é definida como sendo a soma de todos os valores instantâneos que o sinal tem adquirido, desde o momento que iniciou-se a contagem até o fim desta (ver Figura 3.0).

O parâmetro integral (quando adicionado ao parâmetro proporcional) acelera o movimento do processo para um ponto de ajuste definido, eliminando o erro residual do estado estacionário que ocorre apenas com o controlador (parâmetro) proporcional.

$$\text{Dessa maneira temos: Sinal de Saída (Output)} = k_I \int_0^I e(\tau) d\tau$$

Onde: k_I = valor de ganho da integral;

t = tempo instantâneo;

$e(\tau)$ = erro do sinal

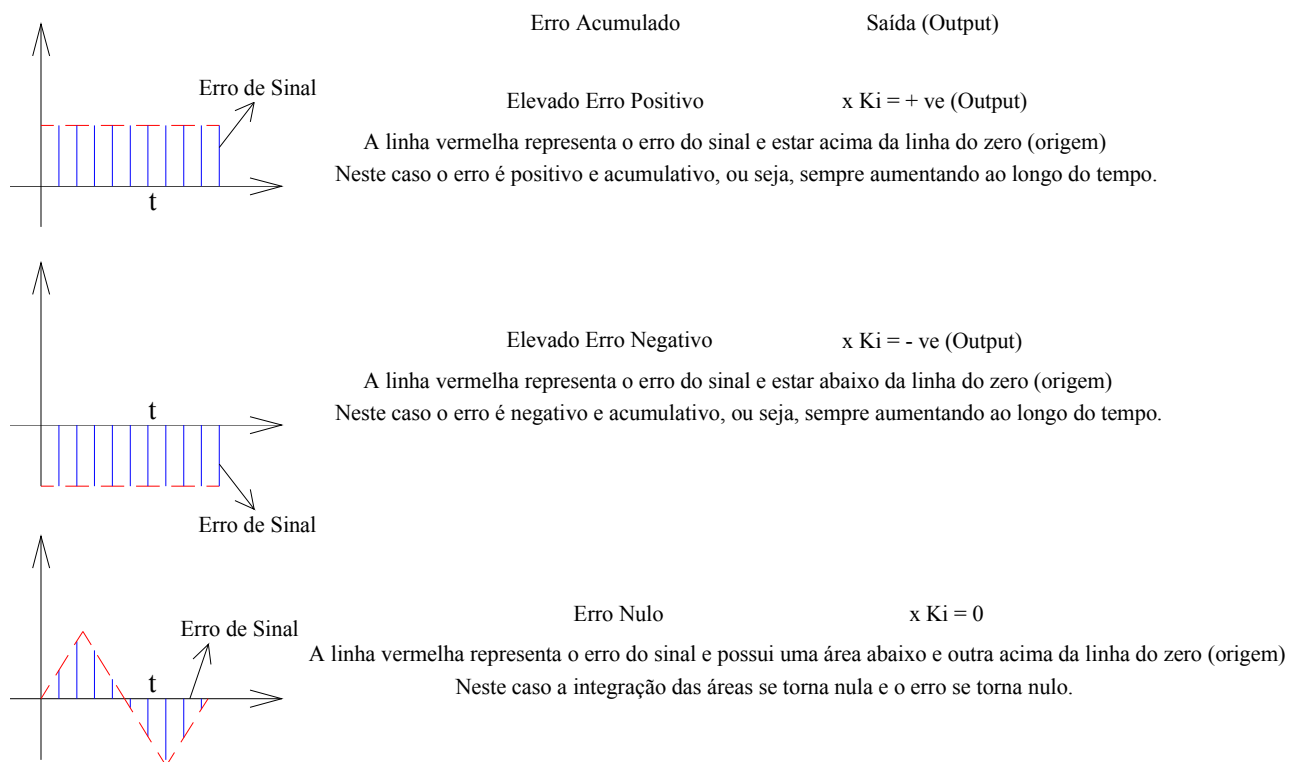


Figura 3.0 – Exemplos de ganho integrais

r) O parâmetro **Derivative** (derivada) multiplica o valor da taxa de variação do erro, por um valor de ganho (k_D) definido pelo operador do sistema. O parâmetro derivativo diminui a taxa de variação do controle de saída e este efeito torna-se mais preciso para o ponto de ajuste definido (ver Figura 4.0).

$$\text{Dessa forma tem-se: Sinal de Saída (Output)} = k_D \frac{d}{dt} e(t)$$

Onde: k_D = valor de ganho da derivada;

$e(\tau)$ = erro do sinal

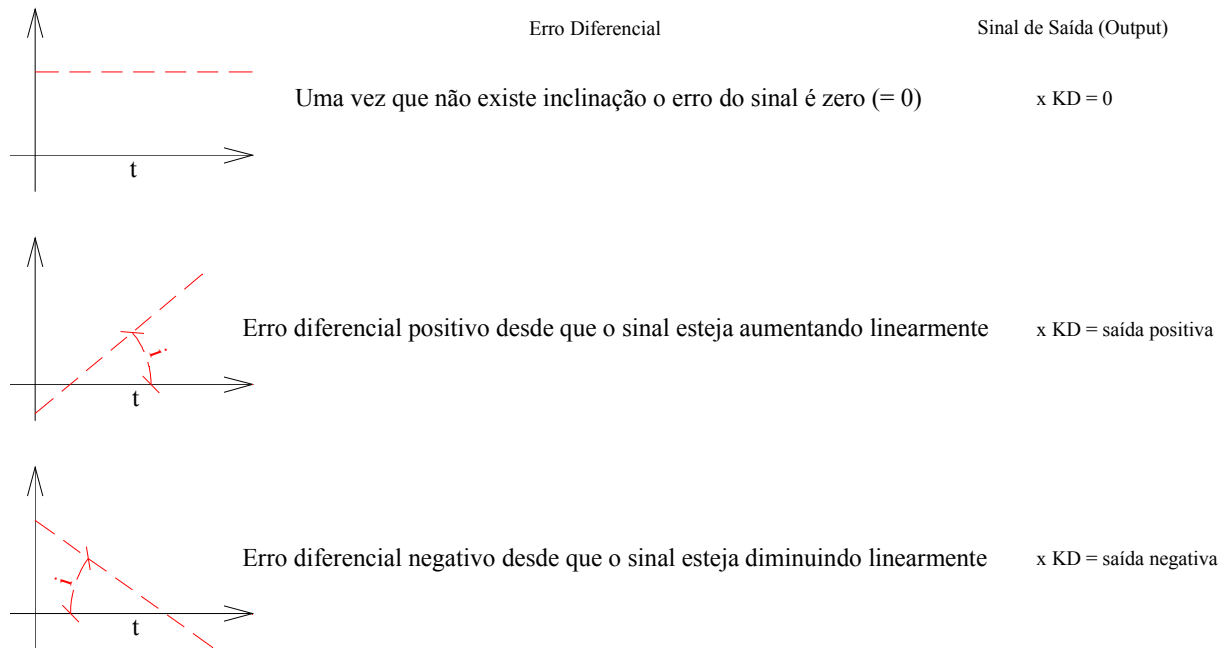


Figura 4.0 – Exemplos de ganho derivativos

s) Embora os três parâmetros descritos exerçam influência no ajuste do comportamento do sinal de saída do sistema, as vezes, utiliza-se simultaneamente a combinação dos mesmos. As três (03) combinações de modelos que podem ser utilizadas são; **PI** (mais frequentemente utilizado), **PD** (raramente pode ser utilizado para controle de servomotores) e **PID** (às vezes utilizado).

Em determinadas ocasiões as vezes faz-se necessário apenas o ajuste de **P**. Por meio da Figura 5.0 ilustra-se um diagrama de ajuste do sistema, utilizando como exemplo o controle de um veículo automotivo.

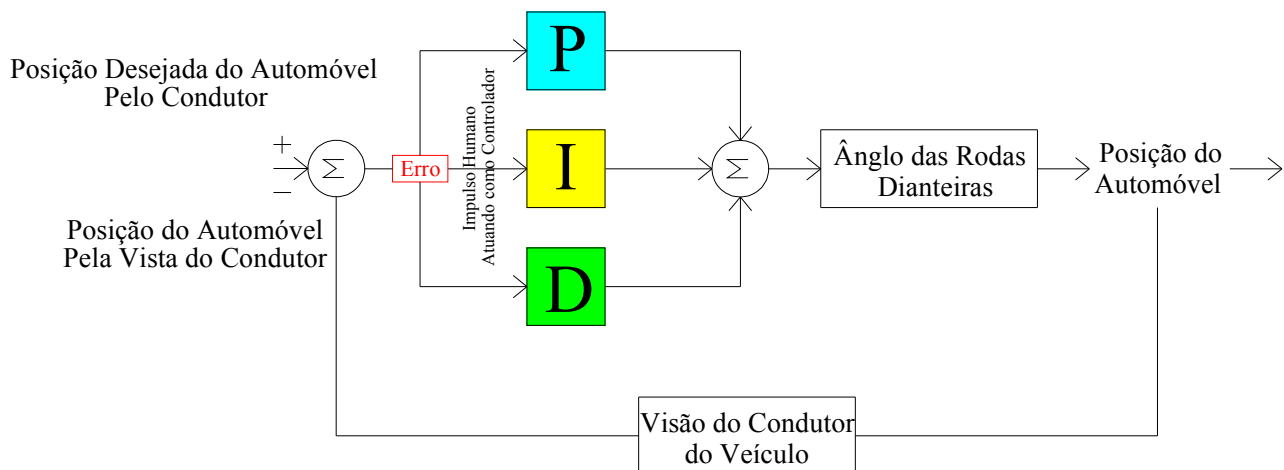


Figura 5.0 – Exemplos de controle do sistema (Fonte: <http://sites.google.com/site/controlandelectronics>)

ANEXO-C

Programação Desenvolvida no Software Dynatester para Realização da Ciclagem Axial e Radial no Modelo do Tipo Fase Durante os Ensaios Triaxiais Cíclicos do Tipo Consolidado Isotropicamente Drenado Realizados na Tese

A programação realizada no software Dynatester para que os conjuntos de componentes do circuito elétrico e do sistema hidráulico funcionem de maneira harmoniosa de modo a desenvolver um ensaio triaxial cíclico com variação na tensão axial e radial (confinant pressure) admitindo o modelo do tipo fase, foi a seguinte:

1) Primeiramente acessou o software Dynatester por meio do seu ícone localizado no desktop (área de trabalho) (Figura 1.0).

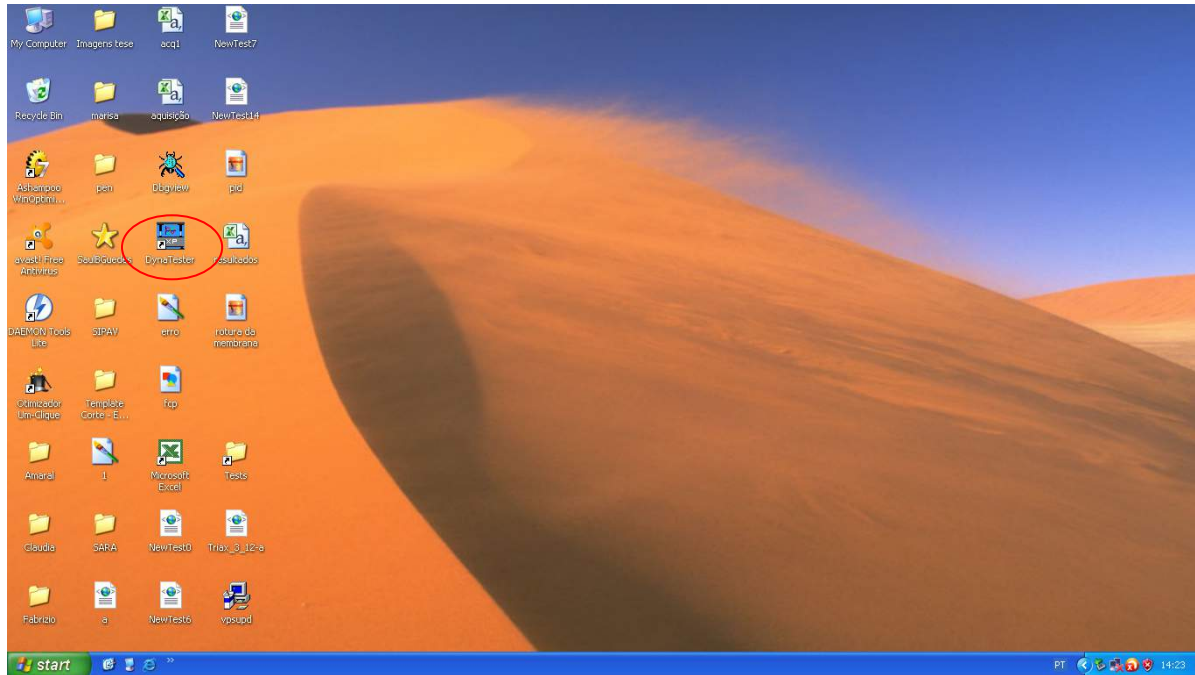


Figura 1.0 – Localização do ícone do software Dynatester na área de trabalho

2) Após acessar o programa clicou-se em cima da palavra **BEGIN** (Iniciar), localizado no canto inferior esquerdo da tela, para dar início ao processo de programação (Figura 2.0).

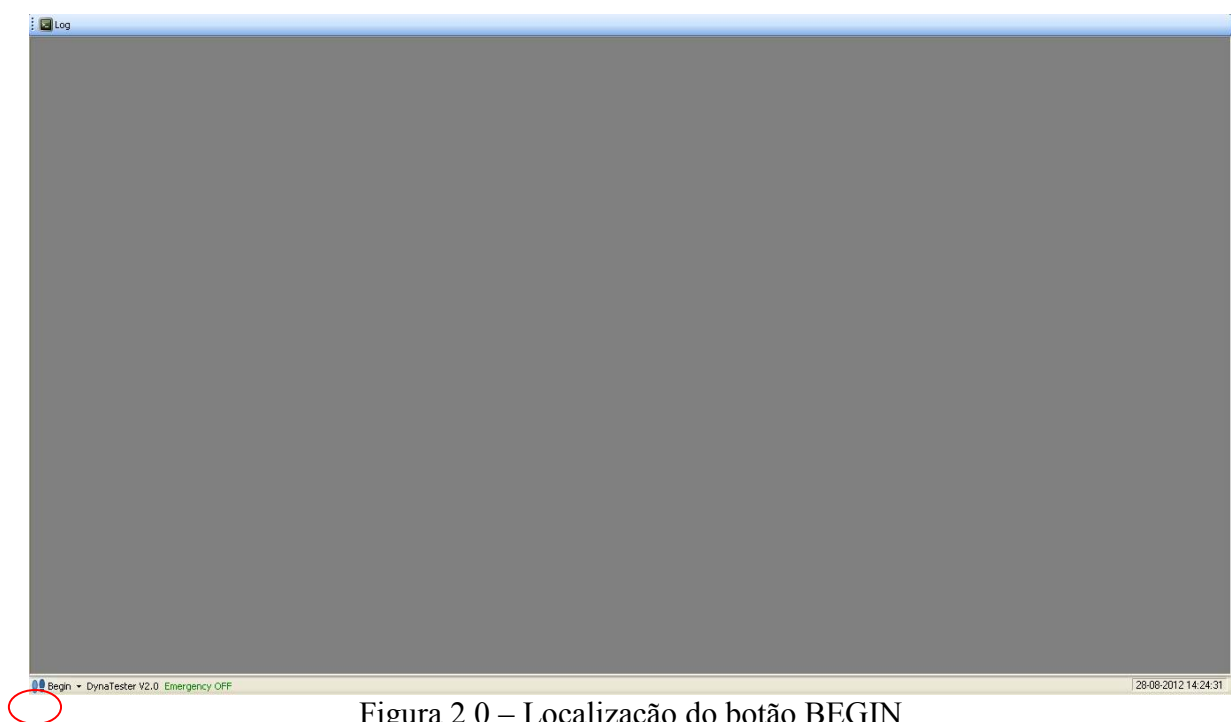


Figura 2.0 – Localização do botão BEGIN

3) Clicando em cima da palavra **BEGIN** aparece doze (12) opções da qual escolhe-se a opção **TESTS MANAGER** (Desenvolver o Modelo de Teste) (Figura 3.0).

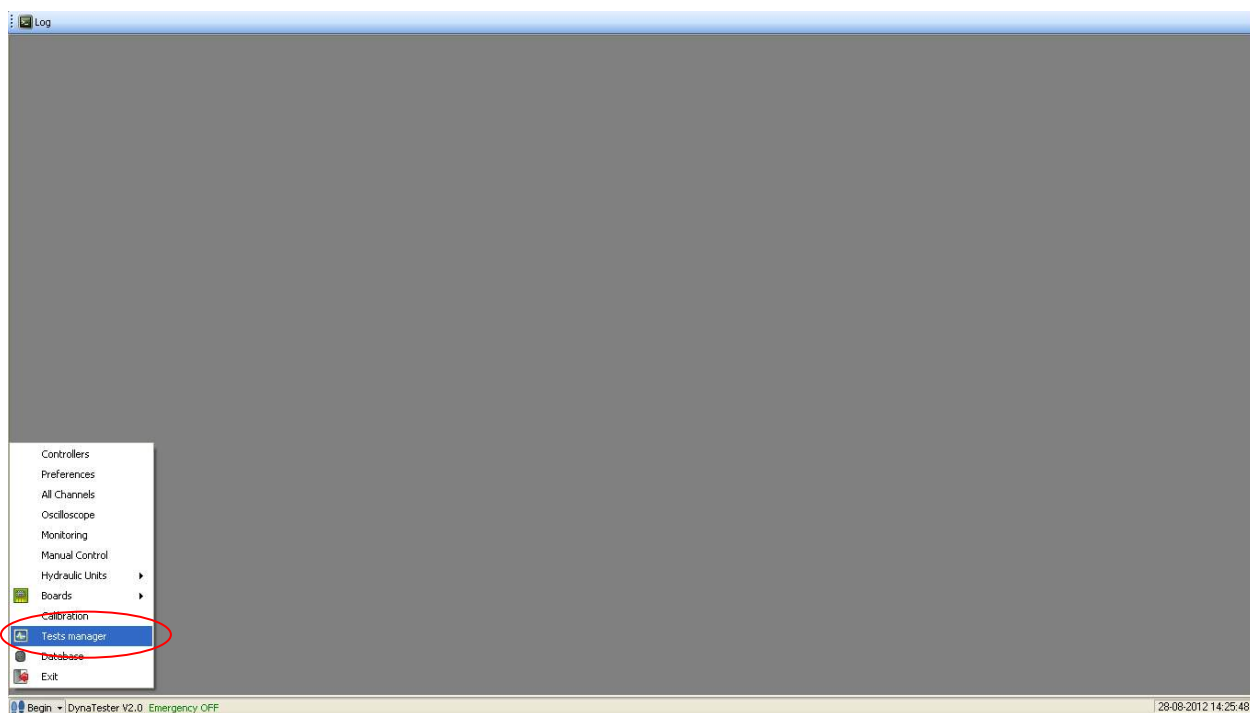


Figura 3.0 – Localização da opção TESTS MANAGER

5) Clicando em cima da opção **TESTS MANAGER** abre-se uma janela de modelo ilustrado na Figura 4.0. Aparecendo a respectiva janela, clicou-se na opção **TEST** (Teste), localizado no canto superior esquerdo, e em seguida clica na opção **NEW** (Novo). Na opção **NEW** desenvolve-se o procedimento requerido para o desenvolvimento da ciclagem axial e radial no modelo fase.

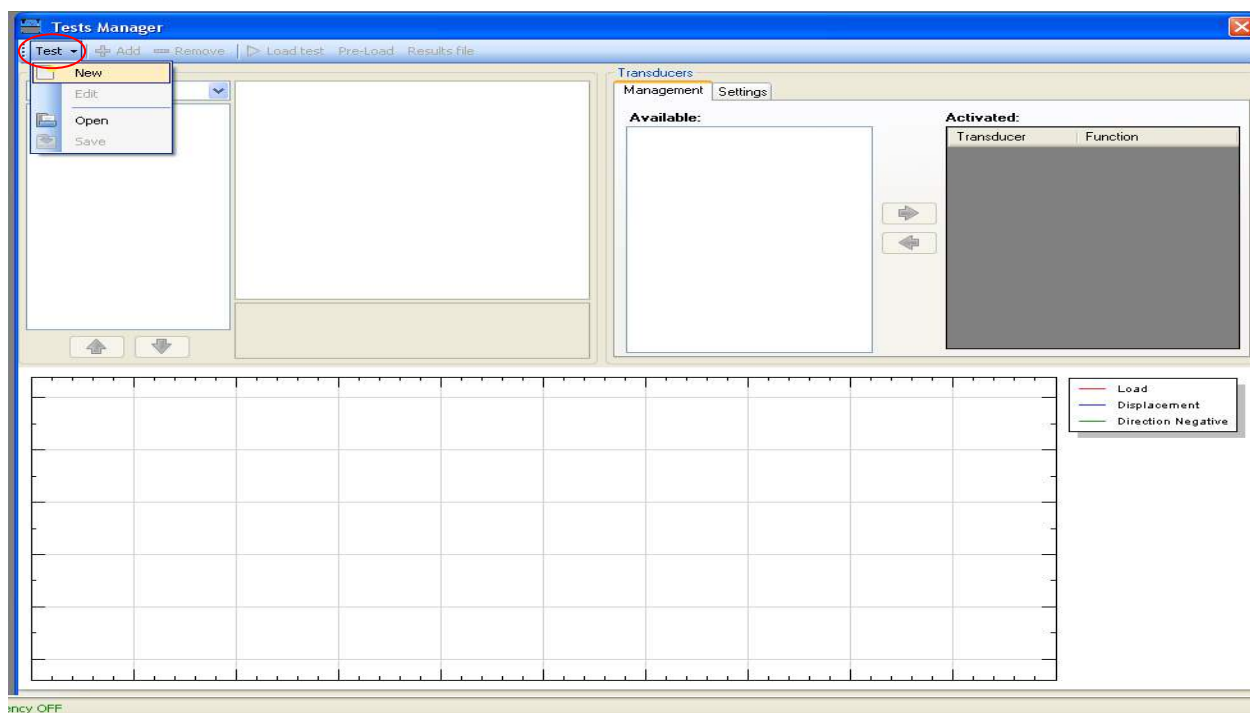


Figura 4.0 – Localização da opção NEW no menu TEST

6) Ao clicar na opção **NEW**, abre-se automaticamente a janela **EDIT TEST** (Editar o Teste) (Figura 5,0) do qual escolhe-se os atuadores a serem utilizados durante o ensaio. Para o respectivo tipo de ensaio a ser realizado, faz necessário a utilização de dois (02) atuadores, são eles; o atuador axial e o atuador radial. O atuador axial consiste num tipo de cilindro hidráulico servocomando o qual aplicará uma carga oscilatória na direção axial do provete, enquanto o atuador radial também consiste num cilindro hidráulico sercomando, porém é responsável pela variação na pressão radial.

No campo **NAME** (Nome), escreve-se Escolha dos Atuadores, no campo **DESCRIPTION** (Descrição), escreve-se Escolha dos Atuadores: 1) Atuador Axial de 25 kN: Canal-1 Ativo e 2) Atuador Radial: Canal-2 / Ativo. No quadro abaixo de título **AXIS** (Eixos), se escolhe os tipos de atuadores que irão funcionar durante o ensaio. No presente caso escolhe-se **ACTUADOR AXIAL 25 KN** e **ACTUADOR RADIAL**. O atuador axial de 25 kN foi escolhido em função da célula de carga, de capacidade igual a 25 kN, a qual encontrava-se acoplada ao pistão da tampa da câmara de alta-pressão. Em função da capacidade da célula de carga utilizada, e também calibrada no sistema, define-se o tipo de atuador, 15 kN, 25 kN, 50 kN, 100 kN.

Após escolha dos tipos de atuadores, define-se os canais da ligação elétrica, na opção **CHANNEL** (Canal), os quais os atuadores estarão conectados. Devido a disposição de montagem da prensa hidráulica o Atuador Axial de 25 kN ficou definido no **CANAL-1** e o Atuador Radial no **CANAL-2**. Após definir os canais dos atuadores, na opção **STATE** (Estado: Ativado/Desligado) ativa-se os respectivos atuadores escolhidos e por fim clica no botão **OK** para confirmar a configuração realizada.

Na Figura 4.0 ilustra-se o modelo de janela exibido pelo programa Dynatester para definição dos atuadores, configuração dos mesmos nos respectivos canais e ativação.

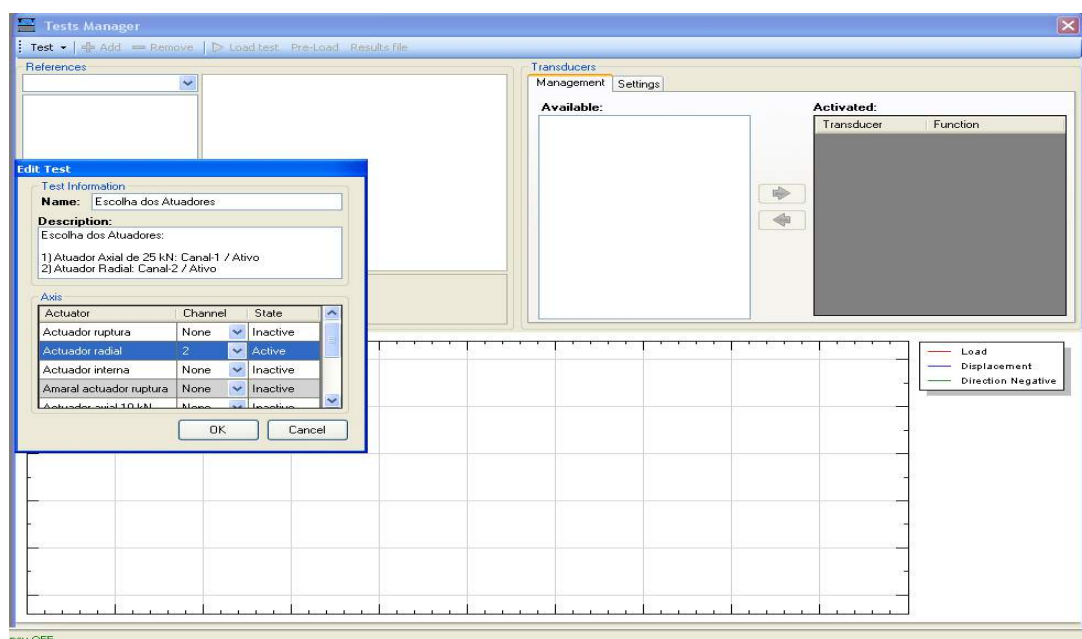


Figura 5.0 – Menu de configuração dos atuadores a serem utilizados durante o ensaio

7) Definido os atuadores a serem utilizados, automaticamente, exibe-se uma janela a qual contém como referência os referidos atuadores (Figura 6.0).

Para desenvolver o modelo de funcionamento dos referidos atuadores, primeiramente escolhe-se o tipo de atuador e em seguida configura o mesmo para o pretendido modelo de ensaio. Como exemplo, inicialmente desenvolveremos o modelo de sistema de funcionamento do Atuador Axial de 25 kN. No menu **REFERENCES**, escolhe-se o atuador Atuador Axial - 25 kN / CHANNEL -1, (Figura 6.0), em seguida clica-se na opção **ADD** (Figura 7.0) para adicionar os procedimentos de trabalho do respectivo atuador. Os procedimentos adotados foram três (03): (1) Constante → (2) Senoidal → (3) Constante.

OBS: Para que o sistema hidráulico-elétrico da prensa trabalhe de maneira harmoniosa, foi sugerido pelo fabricante que, antes e após o início do processo de ciclagem o sistema permanece-se ligado, porém constante, sem iniciar o processo de ciclagem.

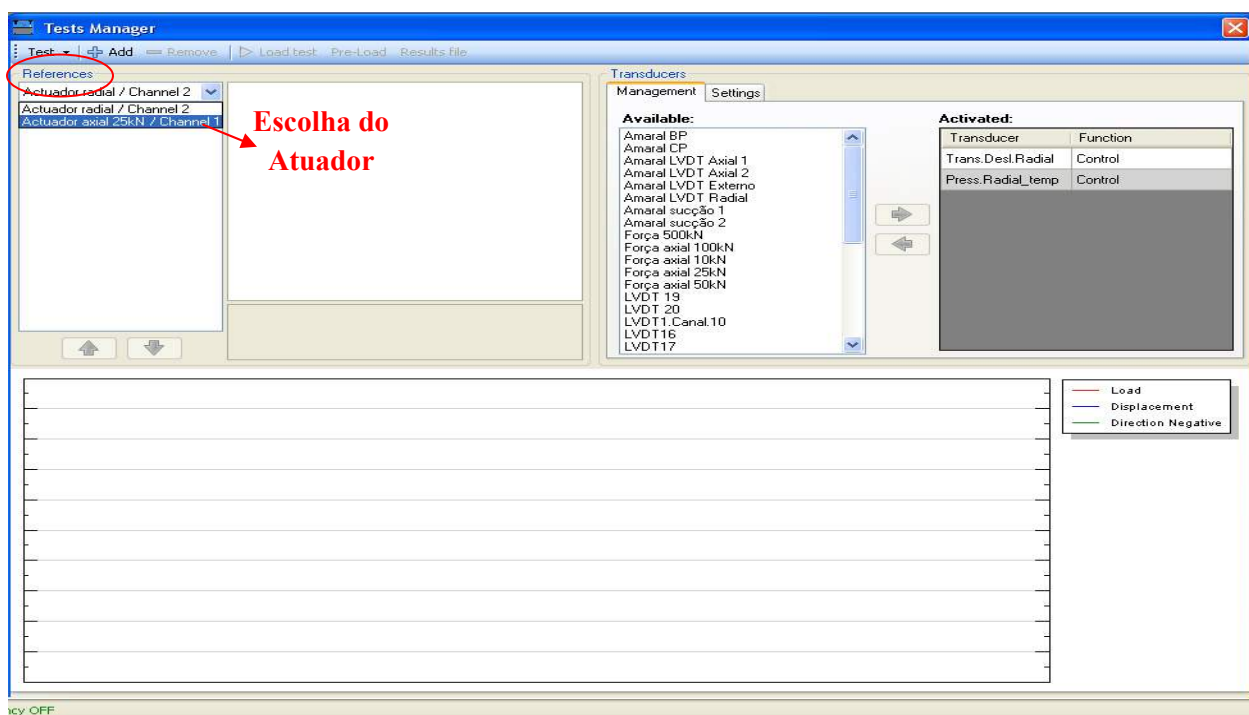


Figura 6.0 – Menu de configuração individual dos atuadores

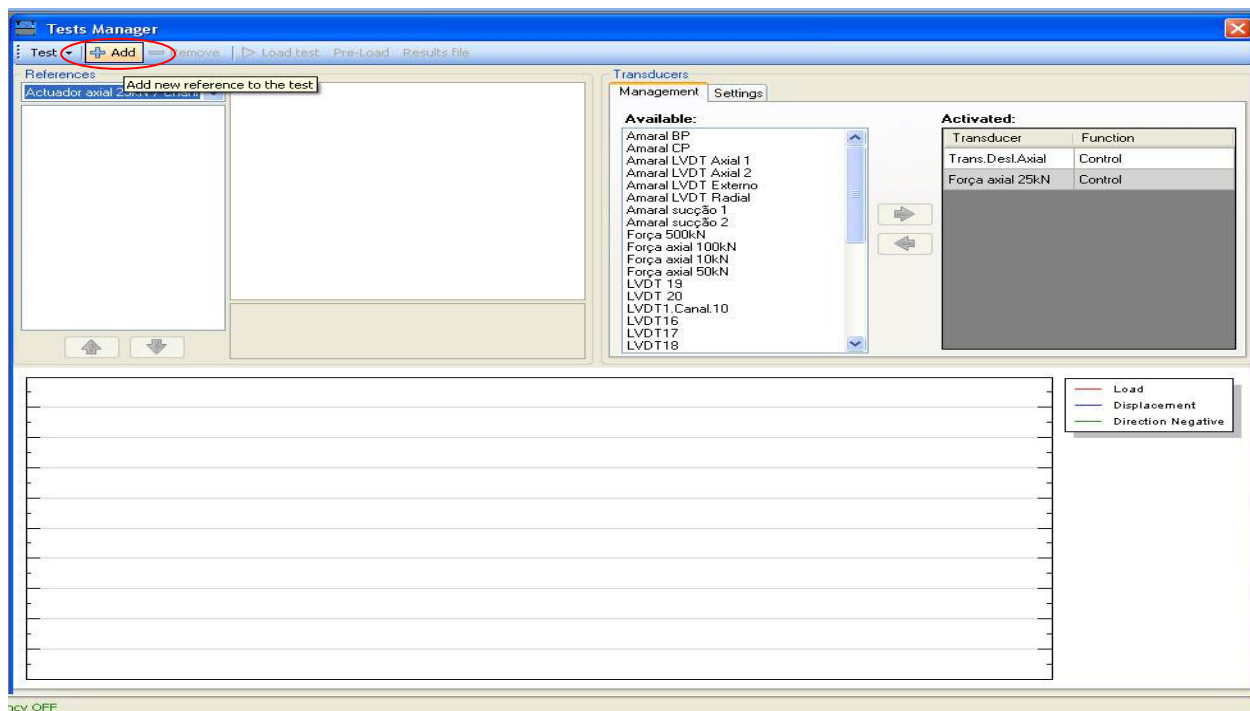


Figura 7.0 – Localização do menu ADD

8) Ao clicar na opção **ADD** abre-se uma janela de modelo ilustrado na Figura 8.0, onde o operador determina o modelo de funcionamento do atuador. No campo **TYPE** (Tipo) escolhe-se a opção **Constant** (Constante), logo abaixo no campo **NAME** (Nome) descreve-se o título do procedimento: **1) Parte do Ensaio: Constante**, e no campo **DESCRIPTION** (Descrição) descreve-se uma resumida característica do referido procedimento: **1) Parte do Ensaio: Constante Durante os Cinco (05) Primeiros Segundos**, e no último campo **TRANSDUCER CONTROL REFERENCE** (Referência do Controle de Transdução) escolhe-se a referência da célula de carga que encontra-se acoplada ao pistão da tampa da câmara para fornecer ao sistema os dados da força aplicada pelo atuador axial, no presente caso trabalhou-se com a célula de 25 kN, portanto, no campo **TRANSDUCER** escolhe-se a opção **Força Axial de 25 kN**, e por fim clica-se na opção **Add** para adicionar a segunda parte do procedimento. Na Figura 8.0 ilustra-se um resumo do procedimento descrito acima.

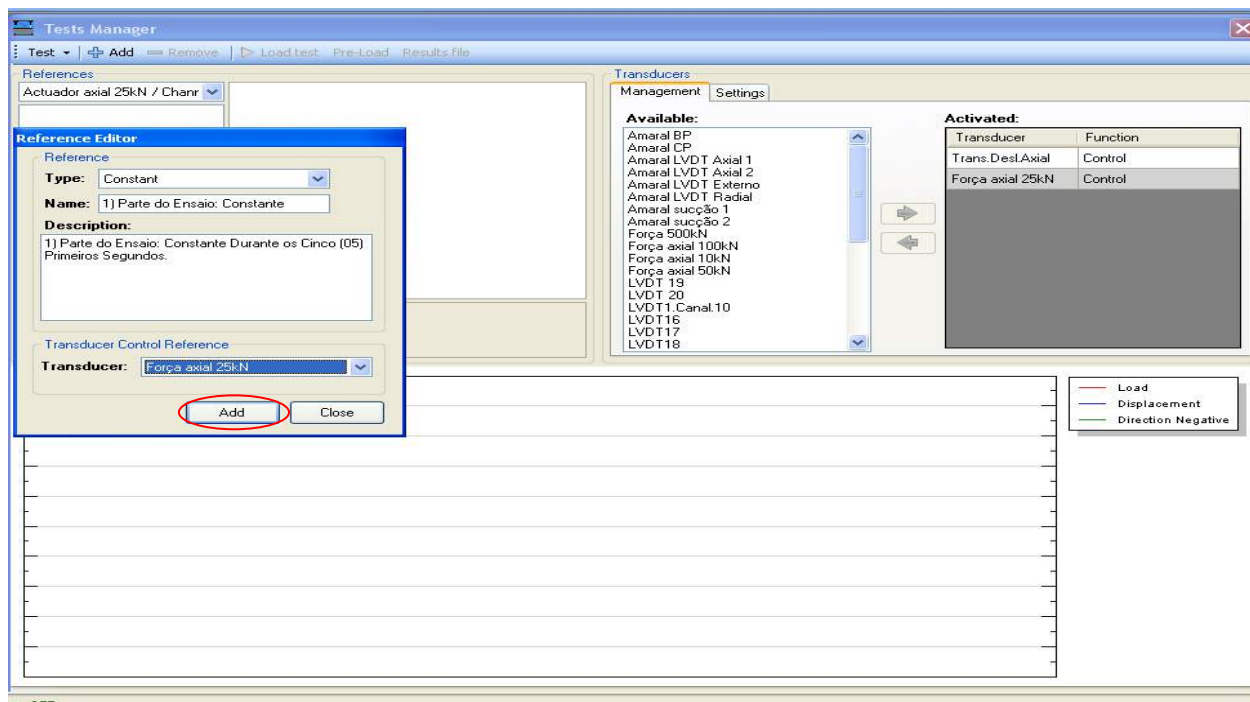


Figura 8.0 – Detalhe do primeiro procedimento do atuador axial

9) Na segunda parte do procedimento o operador deve adotar nos respectivos campos as seguintes características (Figura 9.0), e logo em seguida clicar mais uma vez na opção Add para adicionar o terceiro e último procedimento do atuador axial.

- TYPE: SineWave;
- NAME: 2) Parte do Ensaio: Senoidal;
- DESCRIPTION: 2) Parte do Ensaio: Senoidal com Amplitude de 2225 N;
- TRANSDUCER: Força Axial de 25 kN.

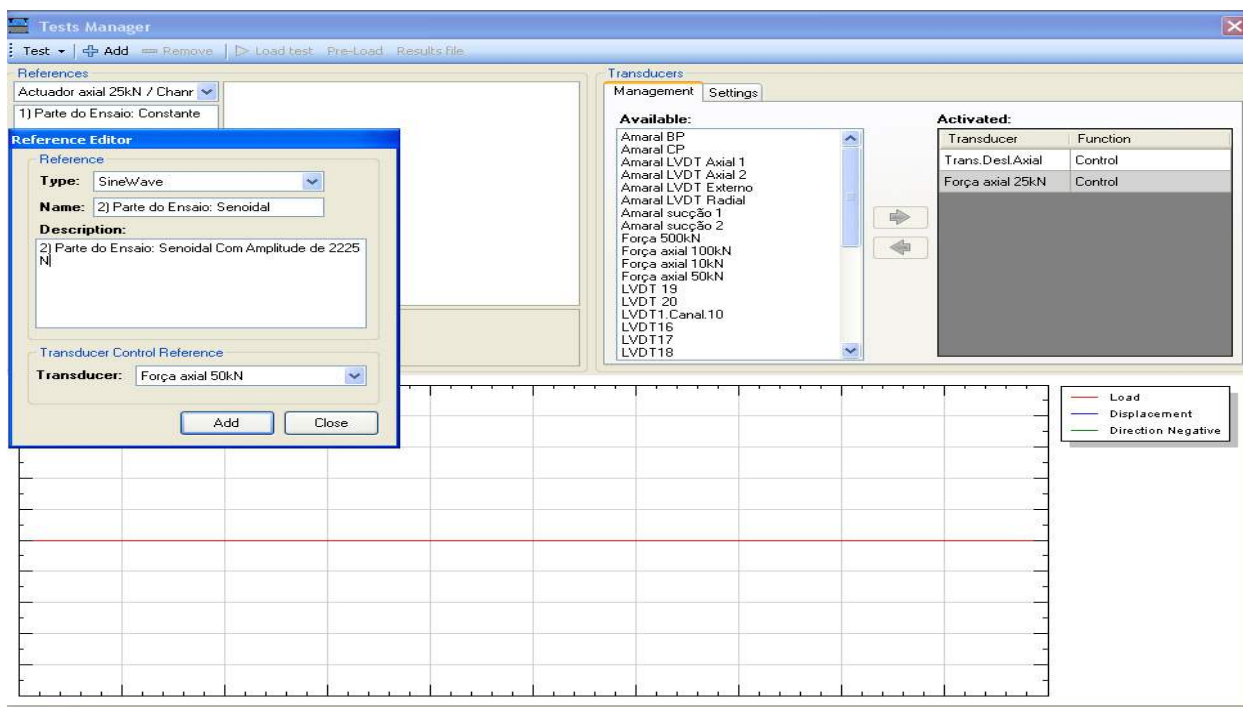


Figura 9.0 – Detalhe do segundo procedimento do atuador axial

10) O terceiro e último procedimento adotado é idêntico ao primeiro, conforme dados detalhados abaixo:

- TYPE: Constant;
- NAME: 3) Parte do Ensaio: Constante;
- DESCRIPTION: 3) Parte do Ensaio: Constante Durante os Cinco (05) Últimos Segundos;
- TRANSDUCER: Força Axial de 25 kN.

11) Ao introduzir os três (03) procedimentos referente ao atuador axial, logo em seguida configura os respectivos procedimentos para a magnitude e condição dos esforços aplicados, tempo de aquisição dos dados, etc.

12) Para configurar o primeiro procedimento, basta apenas clicar em cima da opção: **1) Parte do Ensaio: Constante**, que aparece no menu ilustrado na Figura 10.0. Os detalhes adotados para a configuração da primeira parte do procedimento encontram-se contidos na Tabela 1.0. A configuração do terceiro e último procedimento é idêntico ao primeiro (Figura 11.0). Sobre a frequência de aquisição dos dados pelo sistema, adotamos nesta fase o tempo de um (01) segundo, ou seja, a cada 1 segundo o sistema adquire os dados do ensaio em andamento. Em se tratando do tempo de duração da primeira e terceira etapa adotou-se o tempo de cinco (05) segundos, esse intervalo de tempo foi atribuído de maneira aleatória.

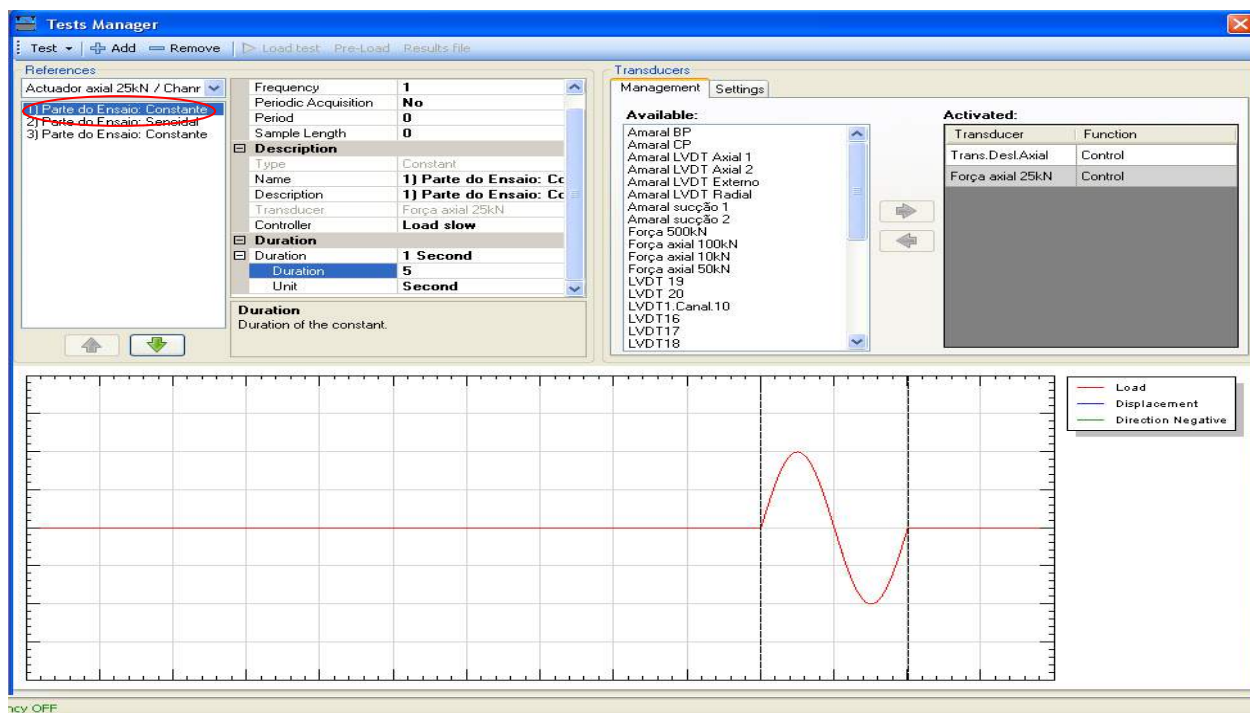


Figura 10.0 – Detalhe da configuração do primeiro procedimento do atuador axial

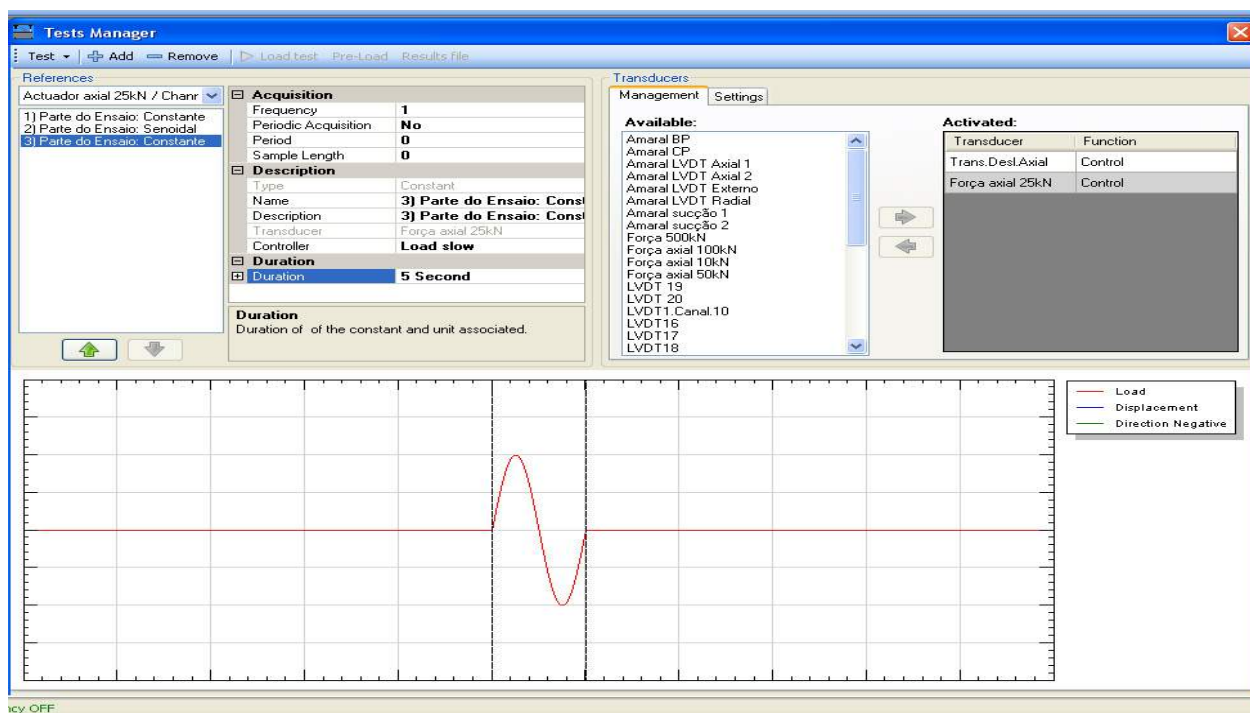


Figura 11.0 – Detalhe da configuração do terceiro procedimento do atuador axial

13) A configuração do primeiro e terceiro procedimentos do atuador axial deve ser idêntica a configuração do primeiro e terceiro procedimentos do atuador radial, pois os atuadores devem adquirir o mesmo intervalo de tempo em repouso em logo em seguida iniciar e finalizar o processo de ciclagem ao mesmo tempo (ver detalhes na Tabela 1.0).

Tabela 1.0 – Exemplo de configuração do primeiro e terceiro procedimentos dos atuadores axial e radial

Acquisition:		Description:		Duration:	
Frequency:	1 s	Type	Constant	Duration:	5
Periodic Acquisition:	NO	Name:	1) Parte do Ensaio: Constante	Unit:	Second
Periodic:	0	Description:	1) Parte do Ensaio: Constante		
Sample Length:	0	Transducer:	Força axial de 25 kN		
		Controller:	Load Slow		

14) A configuração do segundo procedimento do atuador axial é a mais importante do que as demais, pois é nesta em que se define o número de ciclos de carga-descarga e a magnitude da força aplicada ao topo do provete, que em função da área do mesmo obtém-se a pressão estabelecida de cálculo. Os dados da configuração do segundo procedimento do atuador axial encontram-se descritos abaixo:

1) Acquisition (Detalhes da Aquisição dos Dados):

- **Frequency** (Frequência de Aquisição dos Dados): **20**, ou seja, a cada 1/20 segundos o sistema adquire informações do ensaio, em outras palavras, em um (01) segundo o sistema realiza vinte (20) leituras de obtenção de dados.

- **Periodic Acquisition** (Período de Aquisição dos Dados): **NO**

- **Periodic** (Período): **0**

- **Sample Length** (Comprimento da Amostra): **0**

2) Description (Descrição):

- **Type** (Tipo): **SineWave**, é o tipo de comportamento que o atuador axial deve admitir, ou seja, comportamento em modelo de senóide, onde a força aplicada pelo mesmo aumenta e diminui.

- **Name** (Nome do Procedimento): **2) Parte do Ensaio: Senoidal**

- **Description** (Descrição do Referido Procedimento): **2) Parte do Ensaio: Senoidal com Amplitude de Força de 2225 N**

- **Transducer** (Tipo de Transdutor): **Força Axial de 25 kN**

- **Controller** (Tipo de Controlador): **Load Medium**, pois o processo de calibração do PID foi realizado com o referido tipo de controle.

3) Parameters (Parâmetros):

- **Amplitude**: **2,225 kN**, devido à unidade do sistema ser kN digitamos o valor de 2,225 kN, utilizando sempre vírgula (,) ao invés de ponto (.). Na presente programação a força admitirá um valor máximo de 2,225 kN e um valor mínimo, de contato entre a célula de carga, igual a 0,050 kN.

OBS: Embora a amplitude seja de 2,225 kN, no referido programa Dynatester digita-se apenas metade do valor pretendido (1,1125 kN) que automaticamente o programa realiza o cálculo para o valor desejado, neste caso amplitude de força de 2,225 kN. Para confirmar o referido valor basta apenas colocar o cursor em cima do ápice da curva que automaticamente o valor desejado aparecerá (ver Figura 13.0).

- **Frequency** (frequência): **1 Hz**, portanto a senóide da força será repetido a cada um (01) Hertz (Hz), ou seja, a cada um (01) segundo o ciclo de força modelo senoidal começa a se repetir. Caso adotássemos uma frequência de 02 Hz, em apenas um (01) segundo o ciclo de força modelo senoidal se repetia duas (02) vezes.

- **Phase** (Fase): **270**, o menu fase indica como a carga deve-se comportar durante o ensaio e, este por sua vez deve estar em conformidade com a pré-carga estabelecida inicialmente. Por exemplo, no nosso referido modelo adotado (Fase = 270), o sistema partirá da pré-carga mínima de 0,050 kN e aumentará de força até o limite máximo estabelecido na amplitude que é de 2,225 kN e em seguida diminuirá de magnitude da força até a força mínima de pré-carga igual á 0,050 kN, este ciclo se repete a cada 1 Hz, ou seja, a cada um (01) segundo. Caso tivéssemos escolhido a Fase = 90, a força iria iniciar a partir da pré-carga de 0,050 kN e iria diminuir até o valor de 2,225 kN, porém, como a menor força já é a própria força de pré-carga (0,050 kN), dessa maneira, o sistema trava automaticamente não realizando dessa maneira a referida programação desejada. Neste caso, deveria modificar o valor da pré-carga para 2,275 para o ensaio iniciar diminuindo a carga inicial de 2,225 kN até o valor de 0,050 kN, portanto uma amplitude de 2,225 kN. As Fases podem admitir os valores dos quadrantes de um círculo: 0, 90, 180 e 270.

- **Cycles** (Números de Ciclos): neste campo o operador define o número de ciclos de carga e descarga que o ensaio deve admitir, no presente caso decidimos 260.000 ciclos, que considerando a frequência de 1 Hz corresponde a 260.000 segundos, ou seja, praticamente três (03) dias de funcionamento direto sem interrupções.

Nas Figuras 12.0 a 20.0 ilustra-se os modelos de menus apresentados pelo programa para configurar o segundo modelo de procedimento adotado.

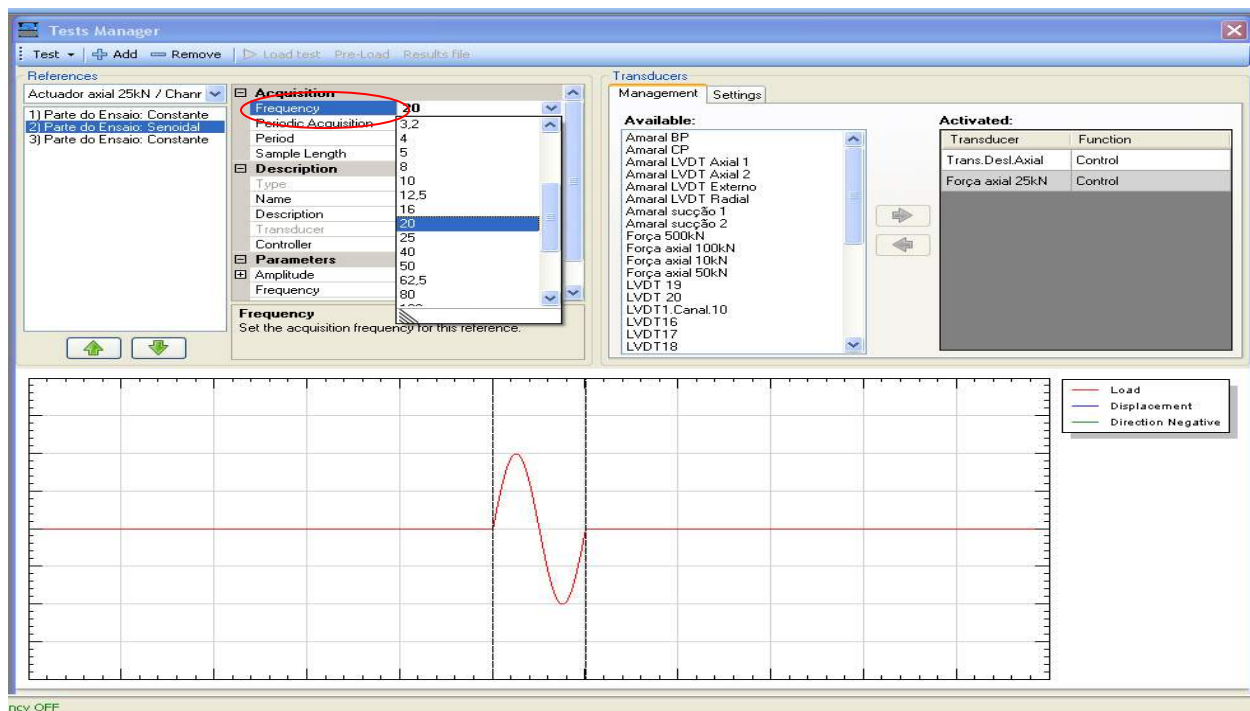


Figura 12.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento (2 parte do ensaio: Modelo Senoidal) do ensaio: escolha da frequência de aquisição dos dados

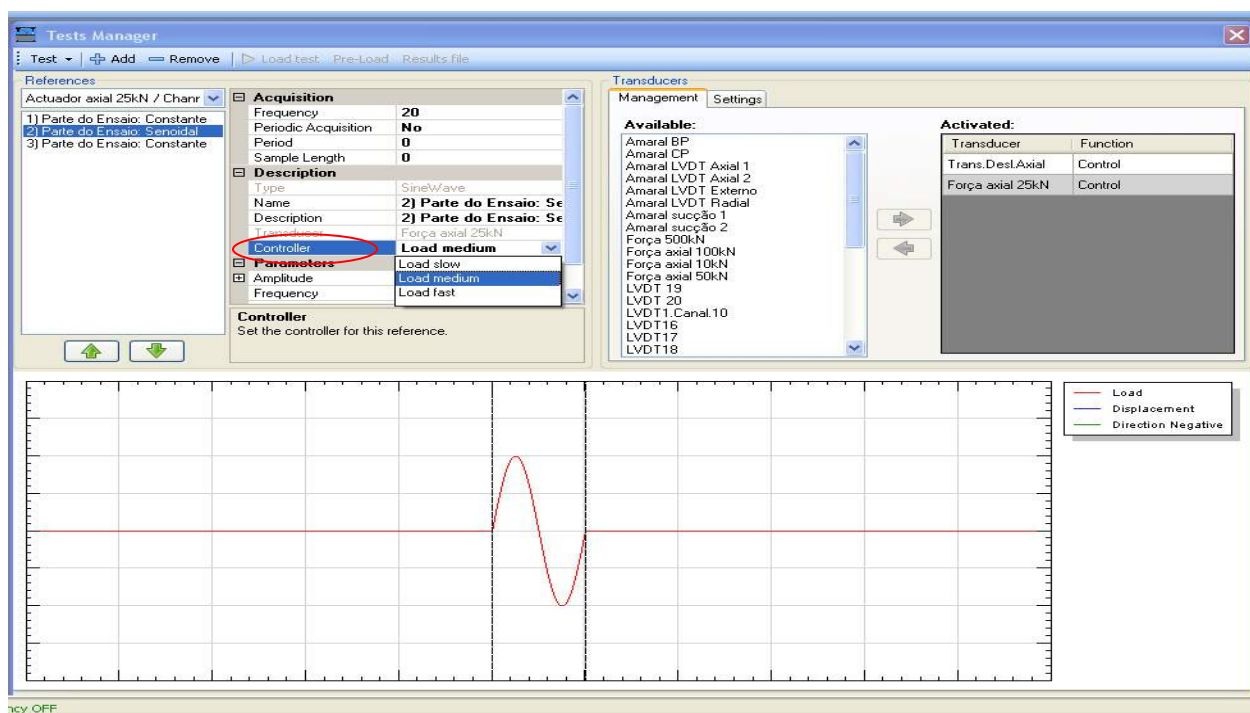


Figura 13.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação do tipo de controle

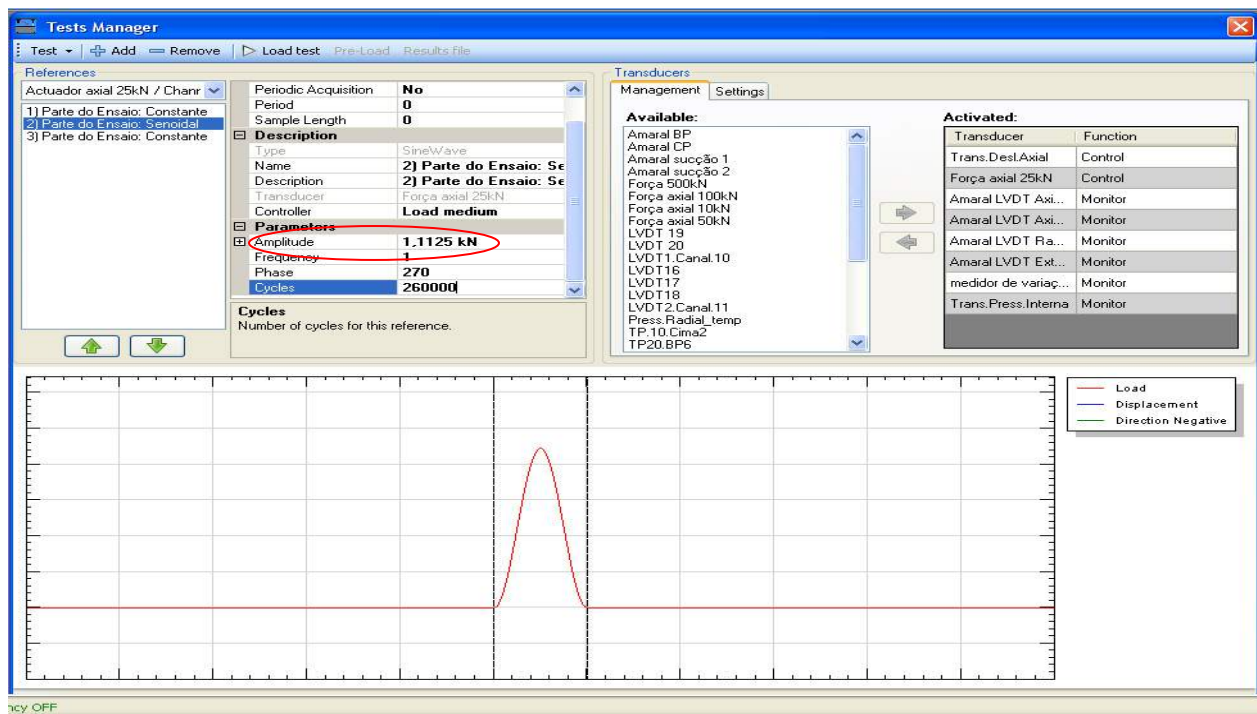


Figura 14.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação da amplitude da força aplicada

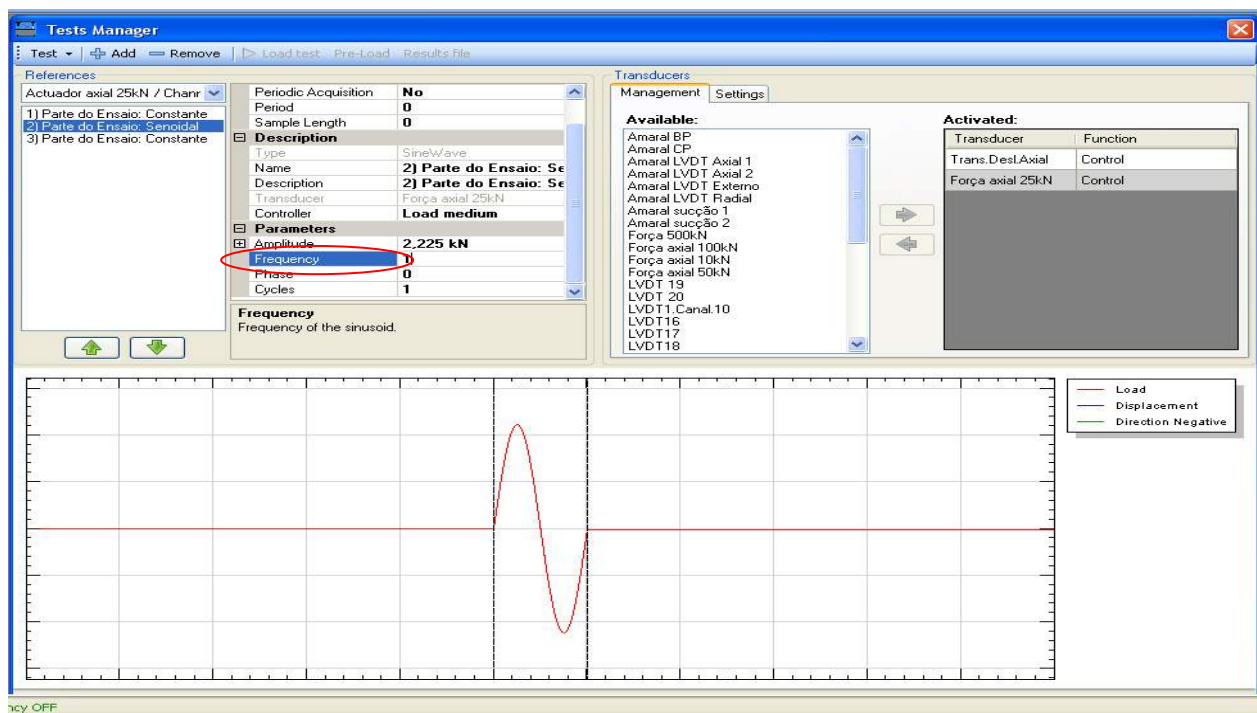


Figura 15.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação da frequência

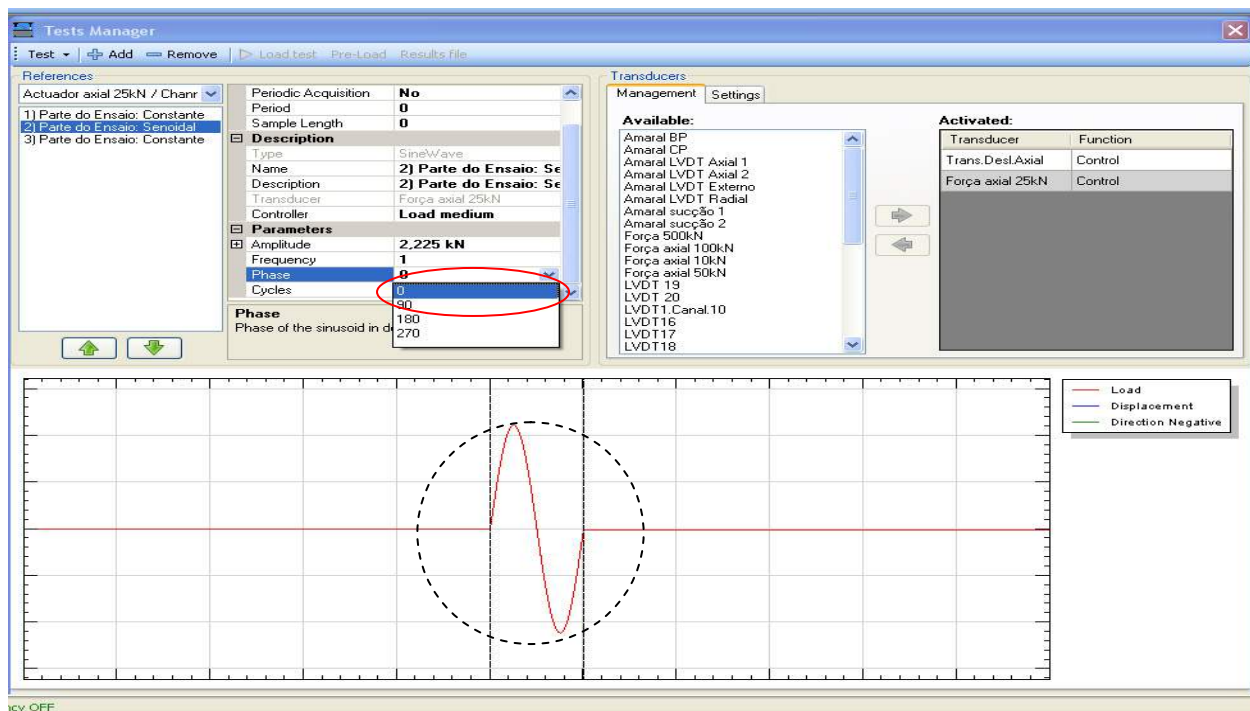


Figura 16.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação do angulo de fase: Fase = 0

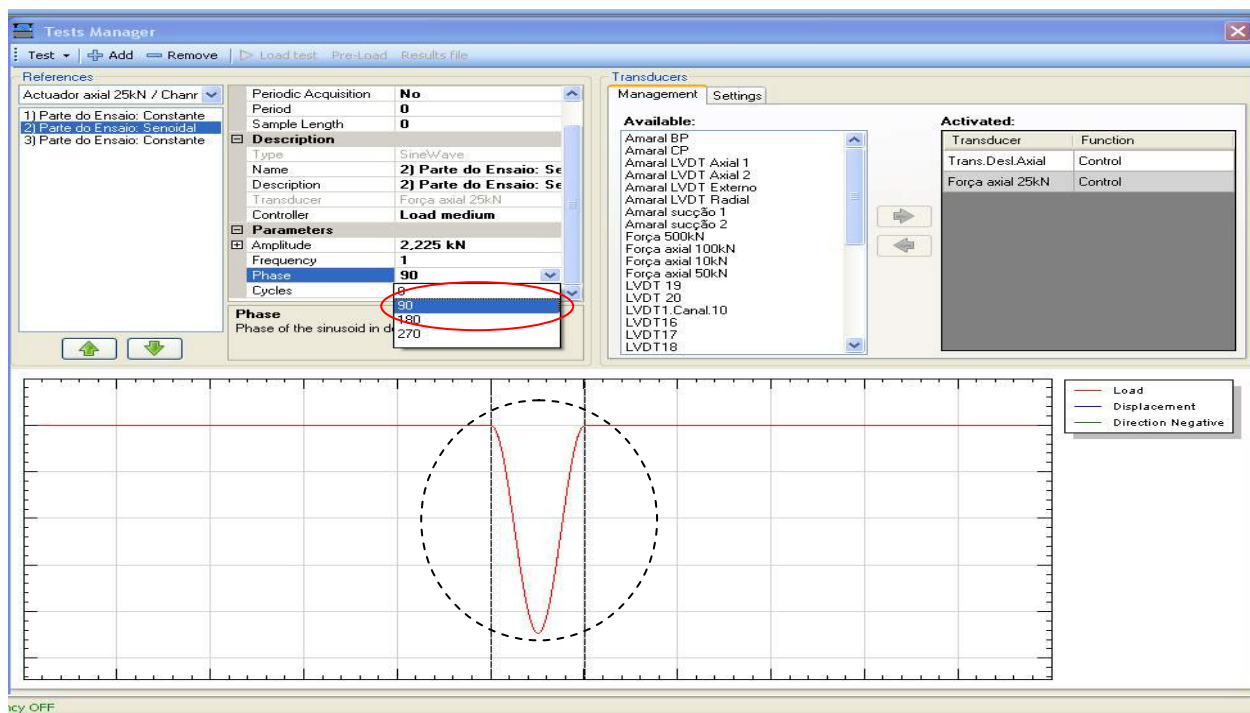


Figura 17.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação do angulo de fase: Fase = 90

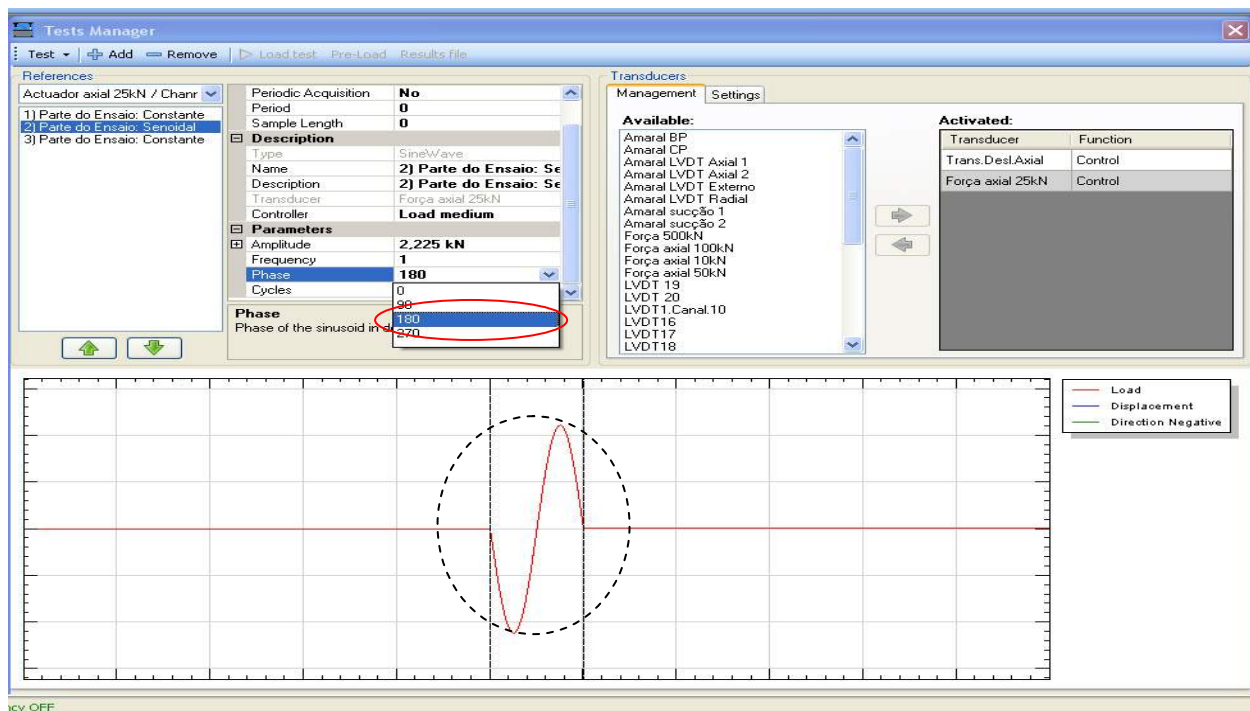


Figura 18.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação do ângulo de fase: Fase = 180

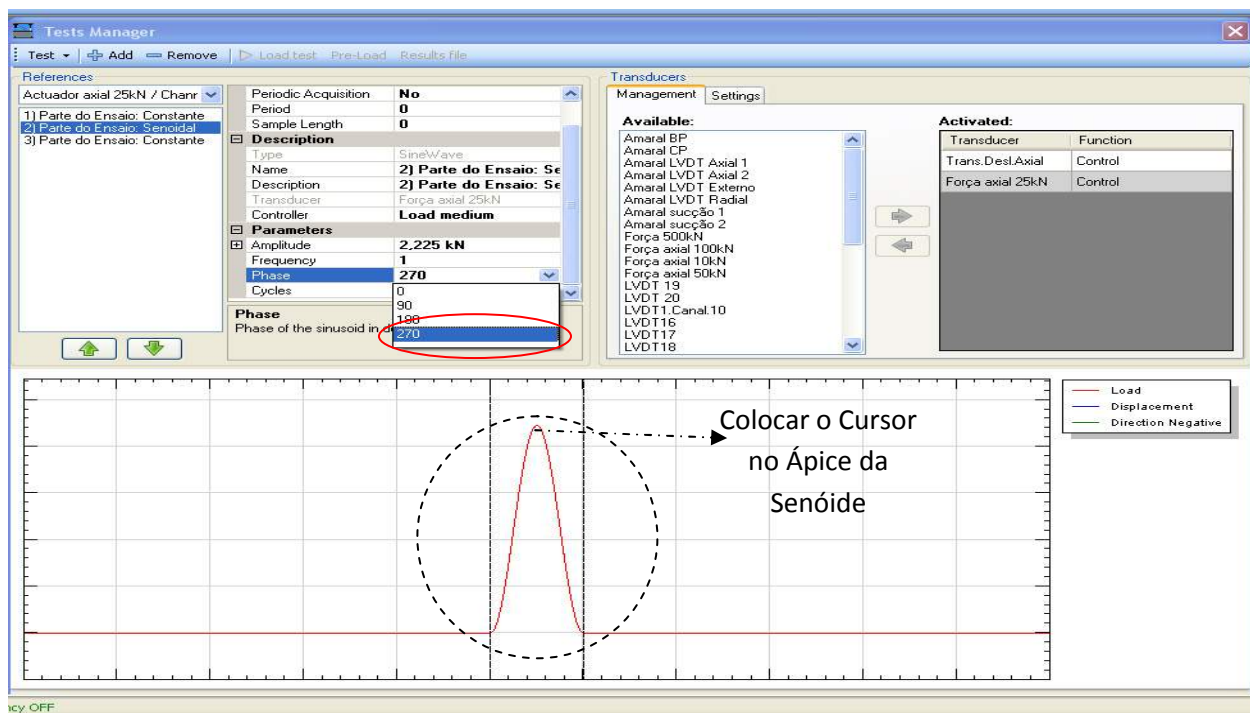


Figura 19.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação do ângulo de fase: Fase = 270

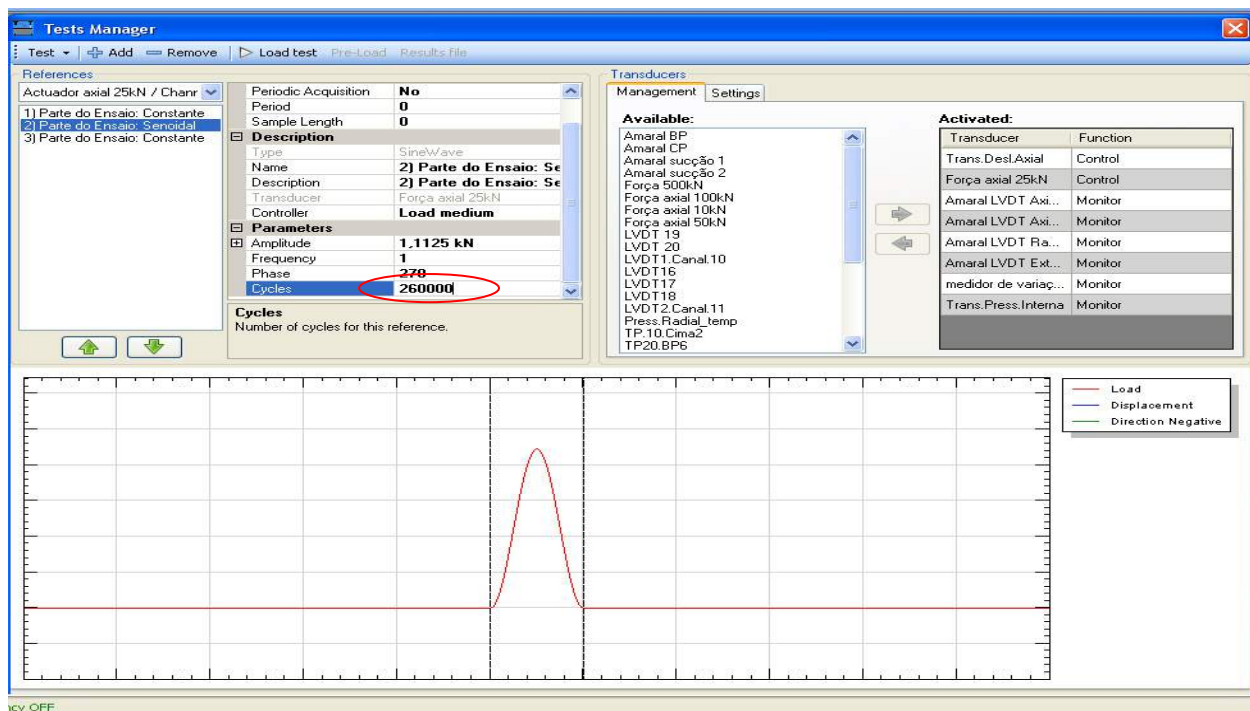


Figura 20.0 – Detalhe do menu de configuração do segundo procedimento do ensaio: determinação do número de ciclos

15) Após configurar os procedimentos de funcionamento do atuador axial, em seguida, determina-se os transdutores de registro das deformações, pressões e força. Para escolher os transdutores citados, deve-se acessar a opção **MANAGEMENT** no menu **TRANSDUCERS** (Transdutores) localizado no lado direito da janela de abertura do **TESTS MANAGER** (Gerenciador de Testes) (Figura 21.0). Para escolher os transdutores de interesse para o respectivo ensaio, basta apenas clicar em cima do transdutor escolhido (localizado no campo **AVAILABLE**) e logo em seguida clicar em cima da seta apontada para o lado direito. O transdutor escolhido aparecerá no campo **ACTIVATED** (Transdutor Ativado).

16) Caso o programador do ensaio queira excluir o transdutor escolhido, basta apenas dar um clique em cima do transdutor escolhido (localizado no campo **ACTIVATED**) e logo depois clicar em cima da seta que possui sentido para esquerda, que o transdutor voltará novamente ao campo **AVAILABLE** (Transdutores Disponíveis) (Figura 22.0).

OBS: A escolha dos transdutores responsáveis pelo registro das deformações, pressões e força, deve-se apenas ser realizada uma única vez. Essa respectiva escolha pode ser realizada em qualquer tipo de atuador, seja ele atuador axial ou atuador radial. Caso a escolha seja realizada mais de uma única vez, o registro de dados fornecidos pelo respectivo transdutor será duplicado na planilha excel, o que por sua vez torna o respectivo arquivo com tamanho significativamente grande.

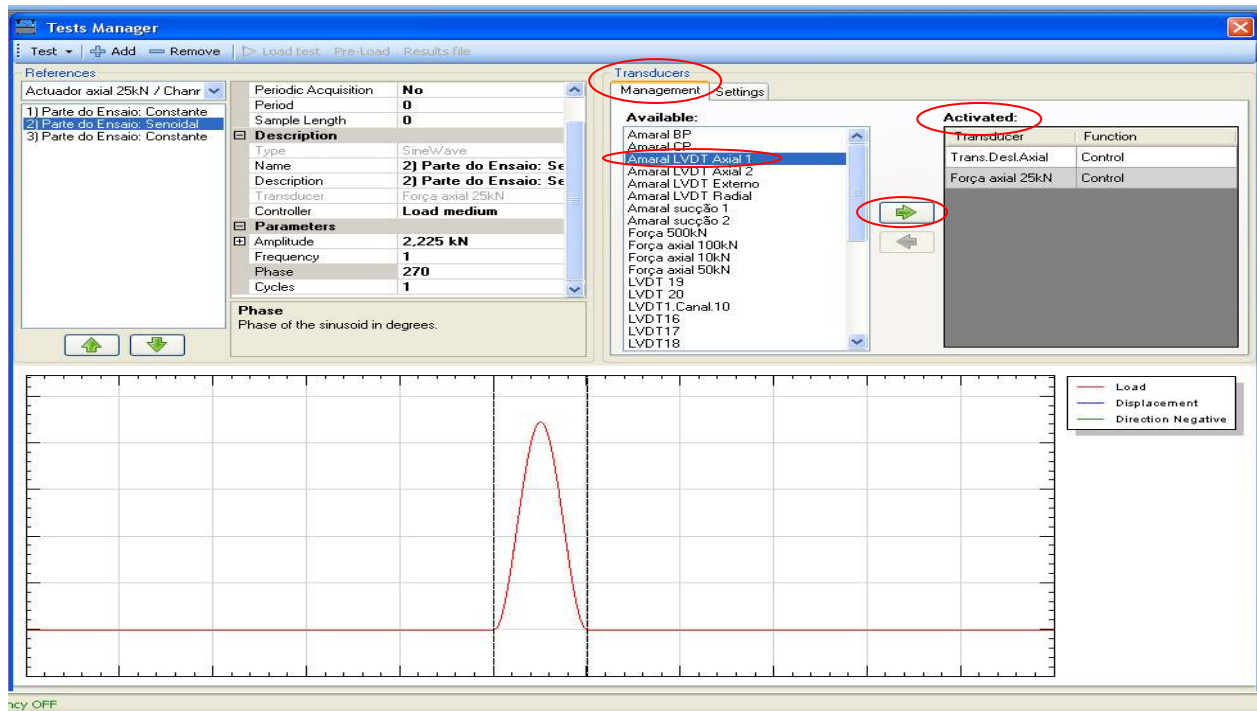


Figura 21.0 – Detalhe do menu de configuração: seleção dos transdutores de registros de dados

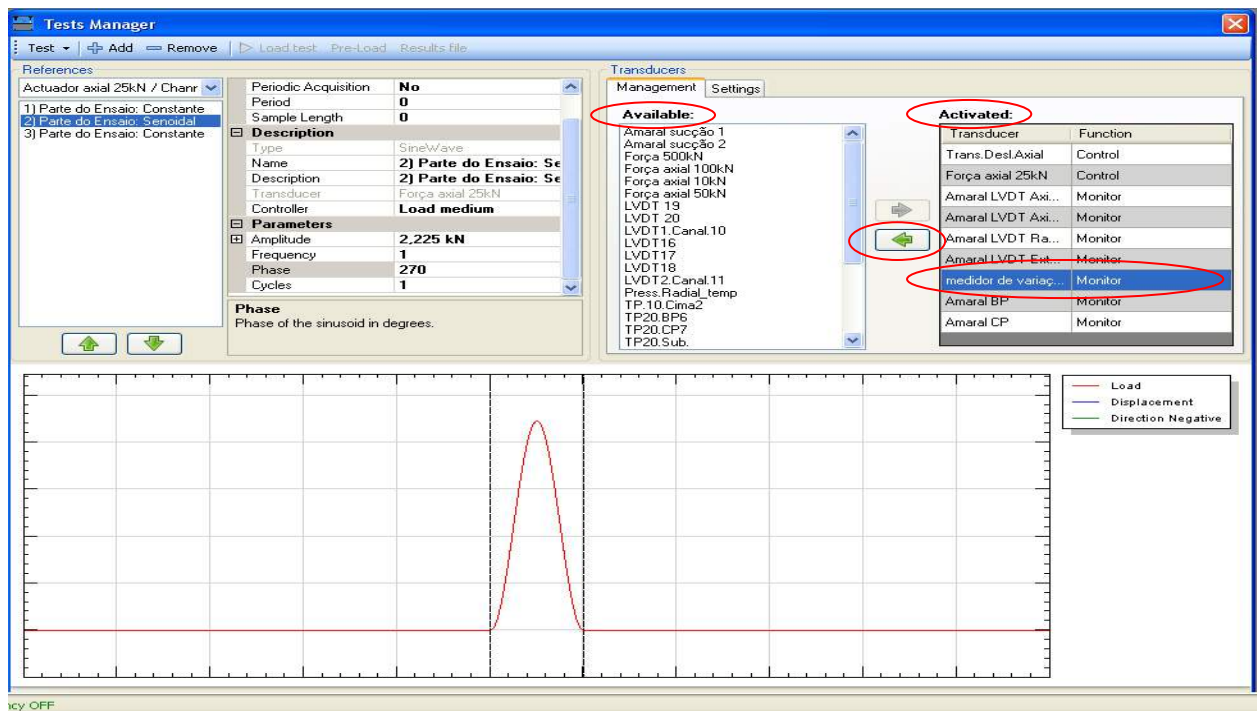


Figura 22.0 – Detalhe do menu de configuração: exclusão dos transdutores de registros selecionados

17) Para realização do respectivo ensaio, foram escolhidos um total de dez (10) transdutores, foram eles:

a) **Transdutores de Deformação:** Total de Transdutores = 06

- LVDT Axial Interno – 1
- LVDT Axial Interno – 2

- LVDT Radial Interno
- LVDT Axial Externo
- Transdutor de Deslocamento Axial do Atuador Axial
- Transdutor de Deslocamento Axial do Atuador Radial

b) Transdutores de Pressão: Total de Transdutores = 02

- Transdutor de Pressão Externa ao Provete (Pressão Radial / Cell Pressure)
- Transdutor de Pressão Interna ao Provete (Contra-Pressão / Back Pressure)

c) Transdutores de Força: Total de Transdutores = 01

- Transdutor de Força Axial Interna (Célula de Carga Interna de 25 kN)

d) Transdutores de Volume: Total de Transdutores = 01

- Transdutor de Variação Volumétrica

18) Após concluir toda a programação de configuração dos procedimentos do atuador axial, deve-se iniciar a programação de configuração dos procedimentos de funcionamento do atuador radial. Primeiramente deve-se escolher o referido atuador clicando na caixa **REFERECENS**, localizado no lado esquerdo da janela TESTS MANAGER (Figura 6.0).

19) Definido o atuador radial, logo em seguida, repete-se identicamente os mesmos procedimentos estabelecidos para configurar o funcionamento do atuador axial durante o ensaio (ver procedimentos de 07 à 13).

20) Em se tratando da configuração do segundo procedimento, como se trata de um ensaio triaxial cíclico com variação na tensão axial e na pressão radial, ambas atuando simultaneamente em modelo Fase, a configuração adotada para o segundo procedimento do atuador radial é detalhada a seguir:

1) Acquisition (Detalhes da Aquisição dos Dados):

- **Frequency** (Frequência de Aquisição dos Dados): **20**, ou seja, a cada 1/20 segundos o sistema adquire informações do ensaio, em outras palavras, em um (01) segundo o sistema realiza vinte (20) leituras de obtenção de dados.

- **Periodic Acquisition** (Período de Aquisição dos Dados): **NO**

- **Periodic** (Período): **0**

- **Sample Length** (Comprimento da Amostra): **0**

2) **Description** (Descrição):

- **Type** (Tipo): **SineWave**, é o tipo de comportamento que o atuador axial deve admitir, ou seja, comportamento em modelo de senóide, onde a força aplicada pelo mesmo aumenta e diminui.

- **Name** (Nome do Procedimento): **2) Parte do Ensaio: Senoidal**

- **Description** (Descrição do Referido Procedimento): **2) Parte do Ensaio: Senoidal com Amplitude de Pressão Radial de 20 kPa**

- **Transducer** (Tipo de Transdutor): **Pressão Radial Temp**

- **Controller** (Tipo de Controlador): **Load Medium**, pois o processo de calibração do PID foi realizado com o referido tipo de controle.

3) **Parameters** (Parâmetros):

- **Amplitude**: **55 kPa**,

OBS: Embora a amplitude seja de 55 kPa, no referido programa Dynatester digita-se apenas metade do valor pretendido (27,5 kPa) que automaticamente o programa realiza o cálculo para o valor desejado, neste caso amplitude de 55 kPa.

- **Frequency** (Frequência): **1 Hz**, portanto a senóide da força será repetido a cada um (01) Hertz (Hz), ou seja, a cada um (01) segundo o ciclo de força modelo senoidal começa a se repetir. Caso adotásse-mos uma frequência de 02 Hz, em apenas um (01) segundo o ciclo de força modelo senoidal se repetia duas (02) vezes.

- **Phase** (Fase): **270**, neste caso, devido ao fato dos atuadores funcionarem inicialmente com a fase de 270, significa dizer que ambos aumentarão e diminuirão de magnitude ao mesmo tempo. Neste caso o atuador axial, por meio da célula de carga interna, registra o aumento da carga a partir do valor da força mínima de 50 N = 0,050 kN, que corresponde a uma tensão de pré-carga igual a 12,5 kPa, e aumenta até o limite de 2225 N = 2,225 kN que corresponde a uma tensão máxima de 572,5 kPa, trabalhando em modelo senoidal dentro do intervalo de tensão de 12,5 e 572,5 kPa, portanto, variando de uma magnitude de tensão de 560 kPa que corresponde à tensão de contato pneu-pavimento considerando a configuração do eixo padrão rodoviário. Neste mesmo intervalo de tempo (1 Hz) o corpo de prova que estar submetido ao estado de tensão de confinamento de 20 kPa, ou seja, σ_3 (420 kPa) - μ (400 kPa) = 20 kPa, aumenta o valor da pressão radial de 55 kPa ($\sigma_3 = 420 + 55 = 475$ kPa) dessa maneira aumentando o estado de confinamento de 20 para 75 kPa.

- **Cycles** (Números de Ciclos): neste campo o operador define o número de ciclos de carga e descarga que o ensaio deve admitir, no presente caso decidimos 260.000 ciclos, que considerando a frequência de 1 Hz corresponde a 260.000 segundos, ou seja, praticamente três (03) dias de funcionamento direto sem interrupções.

22) Para desativar os dispositivos de segurança dos transdutores escolhidos deve-se acessar a opção **SETTINGS** (Definições) no menu **TRANSDUCERS** localizado ao lado direito da janela de abertura do programa Dynatester (ver Figura 23.0).

24) Após salvar o arquivo da programação desenvolvida, logo em seguida deve clicar em cima do menu **LOAD TEST** (Carregar o Teste / Abrir a Programação Desenvolvida), (ver Figura 25.0), e logo em seguida clicar em cima do menu **PRÉ-LOAD** (Pré-Carregamento da Programação) (ver Figura 26.0).

Tests Manager

Test ▾ Add Remove Load test Pre-Load Results file

References

Actuador axial 25kN / Chanr ▾

- 1) Parte do Ensaio: Constante
- 2) Parte do Ensaio: Senoidal
- 3) Parte do Ensaio: Constante

Periodic Acquisition

Period: 0
Sample Length: 0

Description

Type: SineWave
Name: 2) Parte do Ensaio: Se
Description: 2) Parte do Ensaio: Se
Transducer: Força axial 25kN
Controller: Load medium

Parameters

Amplitude: 1.1125 kN
Frequency: 1
Phase: 270
Cycles: 260000

Cycles

Number of cycles for this reference.

Transducers

Transducer	Minimum	Maximum	Direction	Security	Zero
Trans.Desl.Axial	0	50	Positive	Yes	No
Força axial 25kN	0	25	Positive	Yes	No
Amaral LVDT Axial 1	0	15	Positive	Yes	No
Amaral LVDT Axial 2	-1	15	Positive	Yes	No
Amaral LVDT Radial	-1	15	Positive	Yes	No
Amaral LVDT Externo	0	26	Positive	No	No
medidor de variação vol...	0	100	Positive	No	No
Trans.Press.Interna	0	1000	Positive	Yes	No

Graph

Load (red line) vs. Time. The graph shows a single positive peak.

Legend:

- Load
- Displacement
- Direction Negative

Figura 23.0 – Menu de desativação dos dispositivos de segurança dos transdutores escolhidos

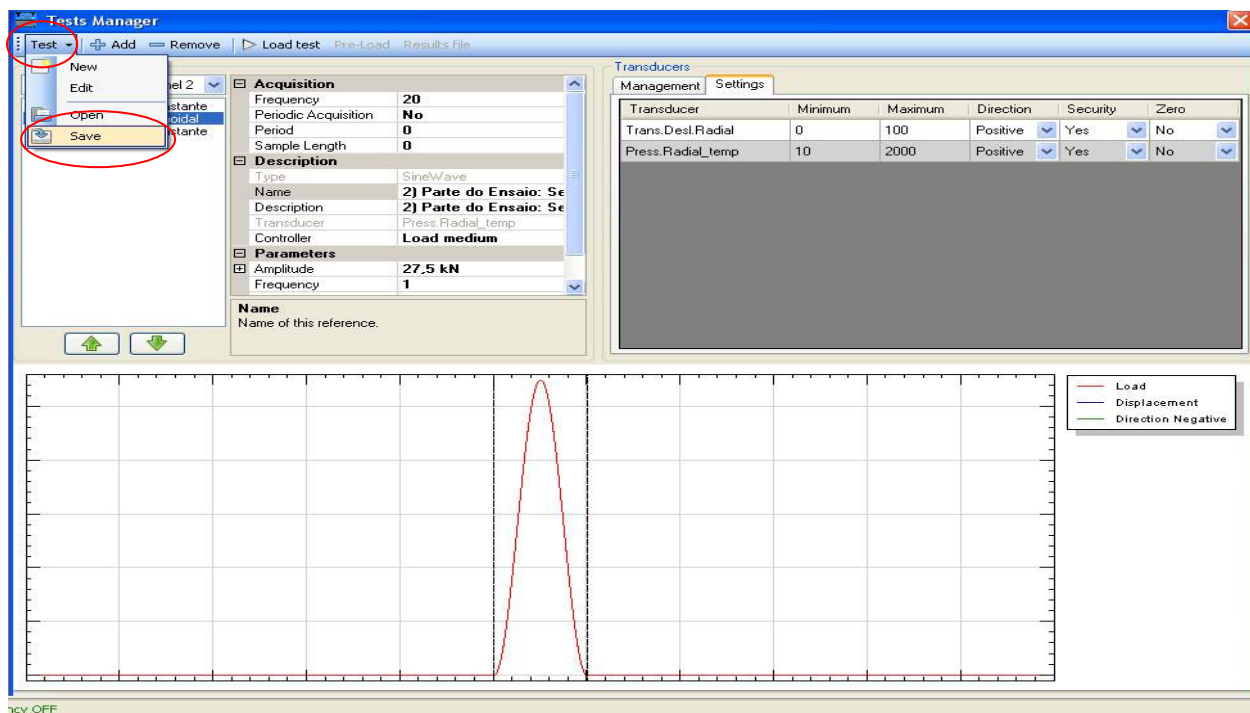


Figura 24.0 – Localização da opção SAVE no programa Dynatester para salvar o arquivo de programação dos procedimentos de funcionamento dos atuadores escolhidos

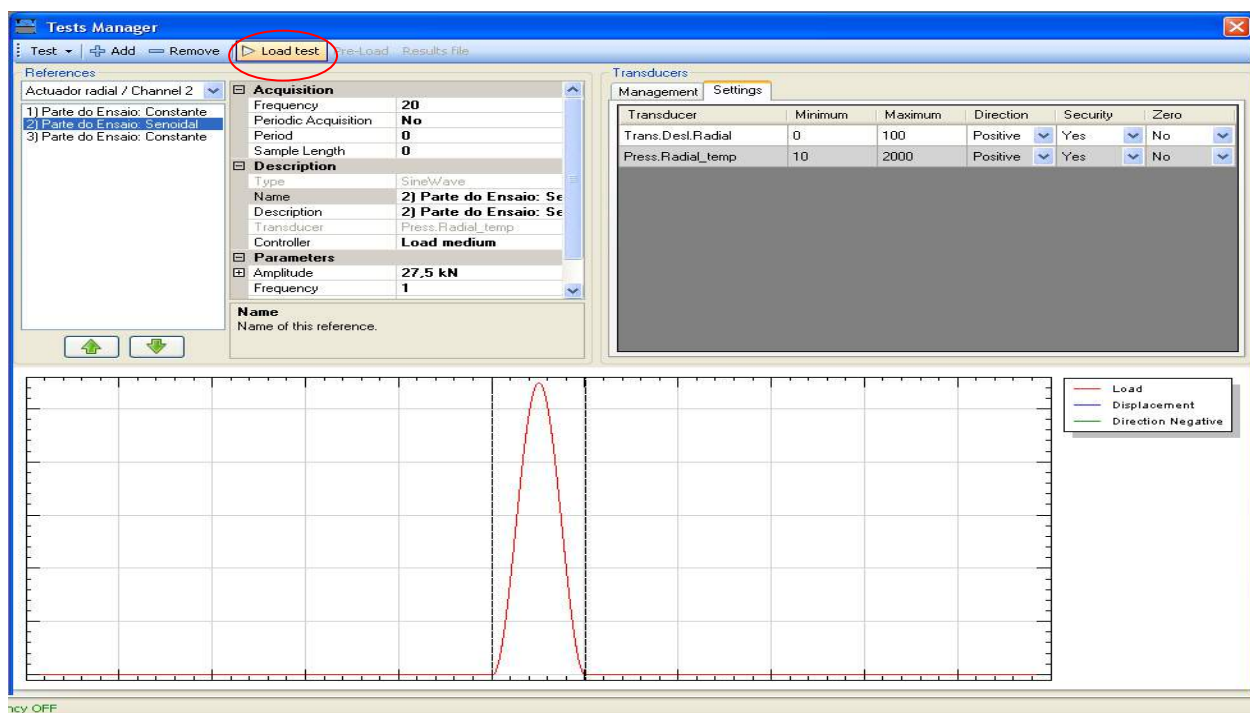


Figura 25.0 – Processo de abertura do arquivo da programação realizada no programa Dynatester por meio do menu LOAD TEST

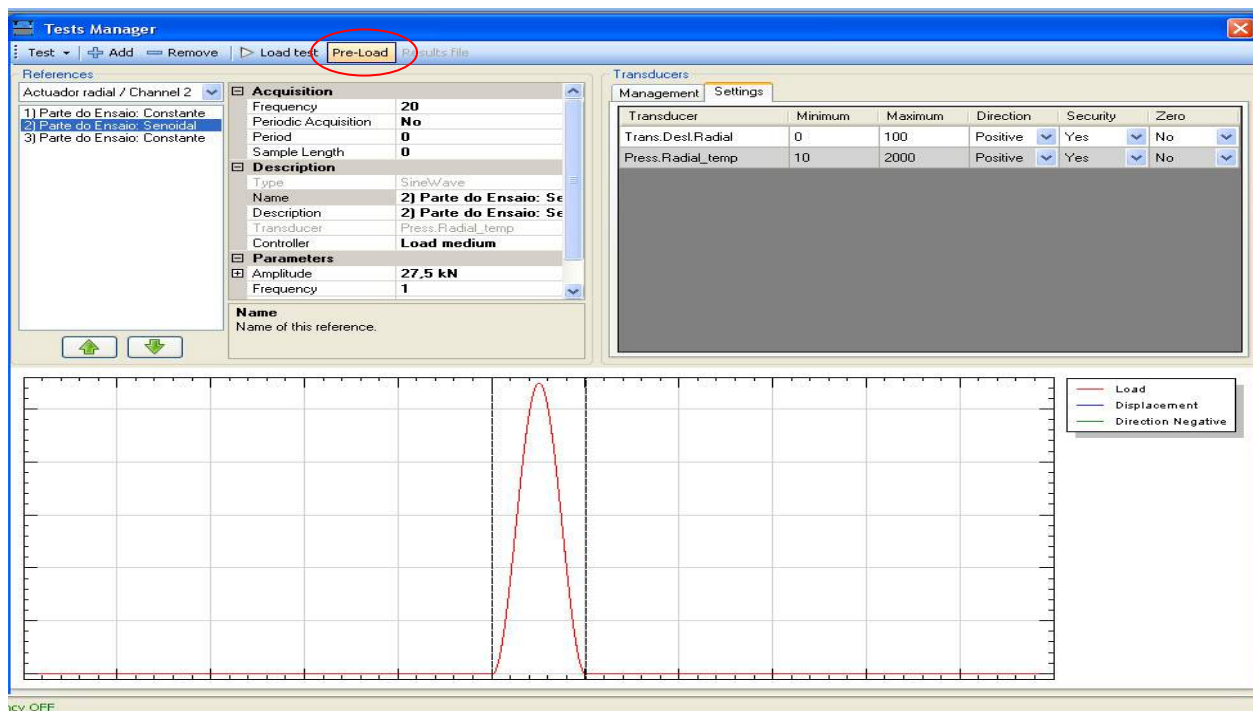


Figura 26.0 – Processo de ativação da programação realizada por meio do menu PRÉ-LOAD

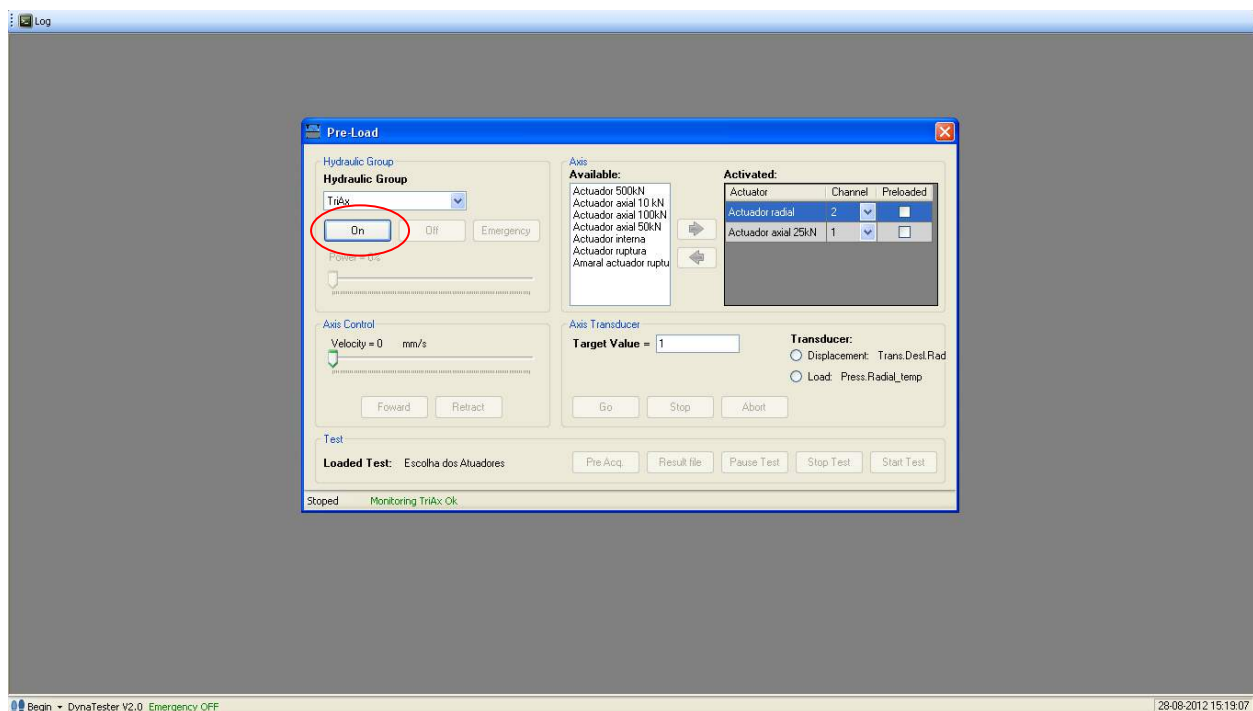


Figura 27.0 – Janela de ativação do sistema hidráulico

26) Depois do acionamento do sistema hidráulico, deve-se esperar o tempo de vinte (20) minutos para aquecimento do óleo do sistema. Passado o tempo estimado de aquecimento do óleo, logo em seguida deve-se realizar o pré-carregamento dos atuadores realizando o deslocamento dos mesmos. O pré-carregamento dos atuadores pode ser realizado de duas (02) maneiras, deslocamento ou força/pressão.

27) Para realizar o pré-carregamento do atuador axial por deslocamento, basta apenas escolher o respectivo atuador por meio da opção **ACTIVATED** (Ativado) clicando em cima do mesmo e, logo em seguida escolher a opção **DISPLACEMENT** (Deslocamento). No espaço **TARGET VALOR** deve-se digitar o valor de deslocamento do mesmo em milímetros, em seguida escolhe-se a velocidade de deslocamento do cilindro hidráulico (0,1 mm/s) e por fim clica na opção **GO** (Siga). Este procedimento deve ser repetido até a célula de carga interna registrar o valor mínimo da força de contato ou de pré-carregamento (0,050 kN) ao encostar no topo do provete (ver Figura 28.0). Para realizar o pré-carregamento do respectivo atuador pela opção força, basta apenas clicar em cima da opção **LOAD** e digitar o valor mínimo da força de contato (0,050 kN) e em seguida escolher a velocidade de deslocamento do cilindro hidráulico superior da prensa e apertar o botão **GO** (SIGA). Neste último caso, o cilindro se movimenta automaticamente e só para ao registrar a força mínima (registrada pela célula de carga interna) digitada pelo usuário (ver Figura 29.0).

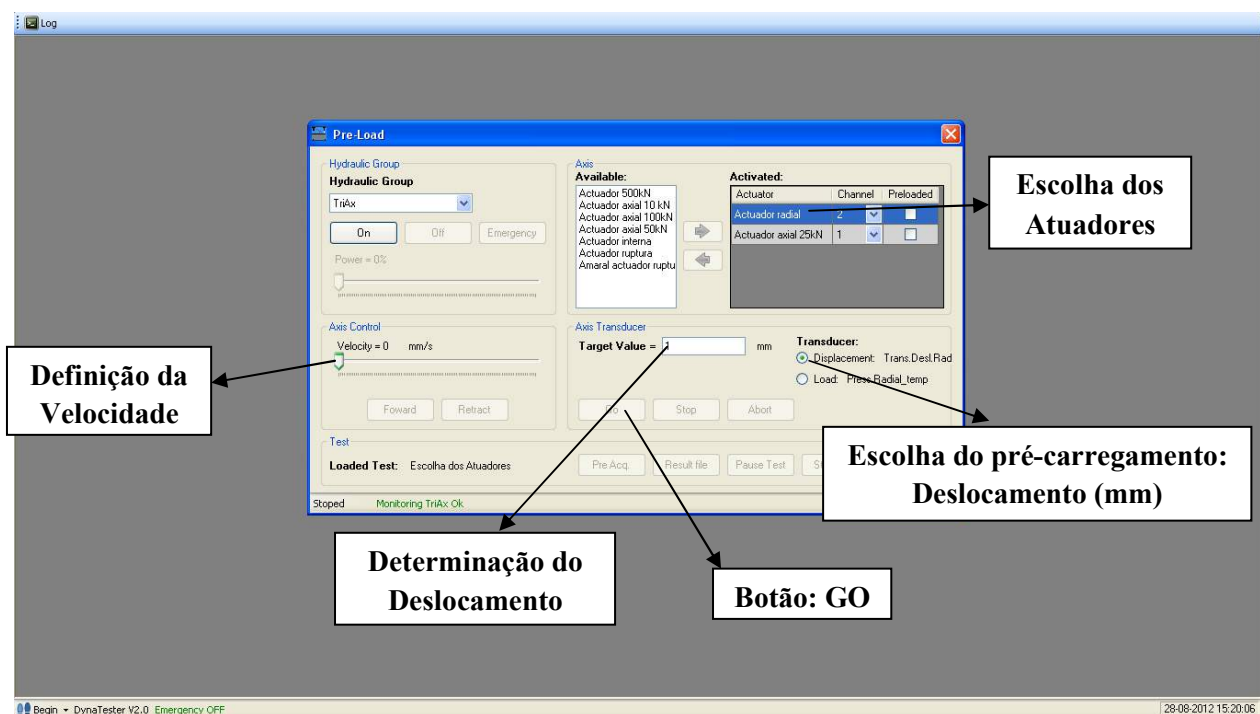


Figura 28.0 – Processo de pré-carregamento por deslocamento do atuador axial

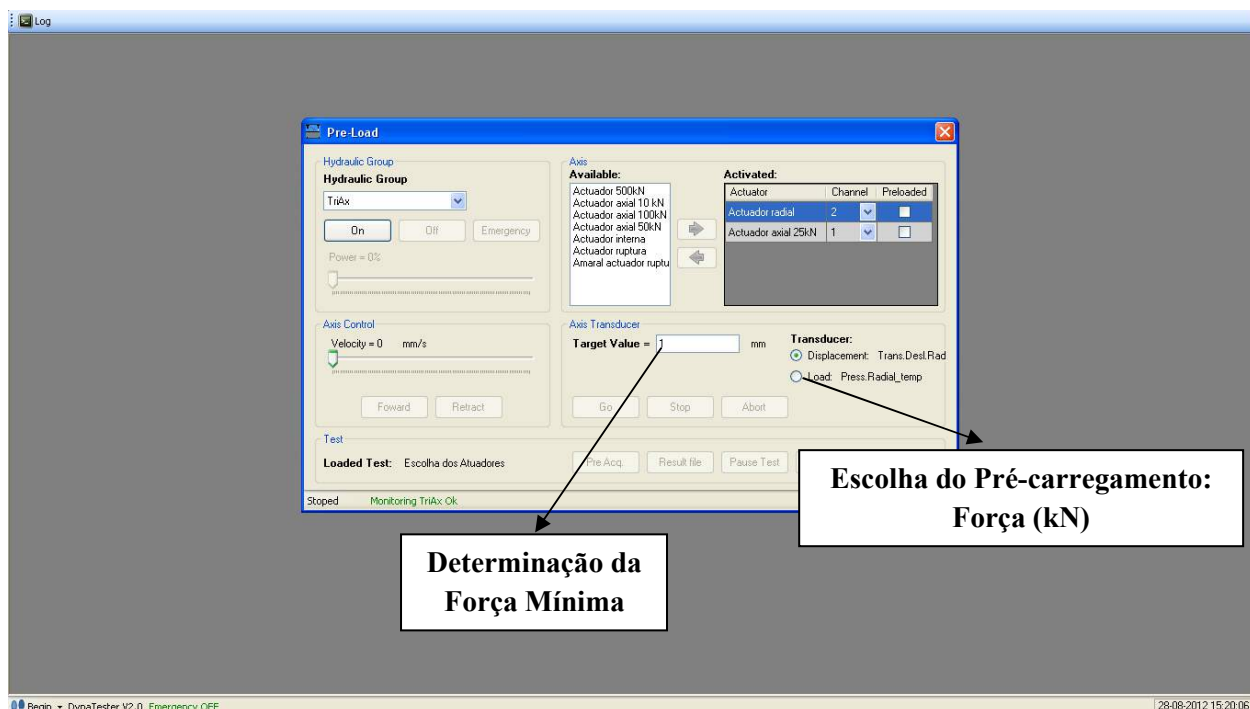


Figura 29.0 – Processo de pré-carregamento por força do atuador axial

28) No caso do atuador radial, basta apenas deslocá-lo cerca de 10 mm, para que o mesmo desencoste o cilindro de pressão da base da carcaça metálica e, portanto, movimente-se para cima e para baixo aumentando e diminuído, respectivamente, a pressão externa ao provete. Por fim, após algumas análises visuais e ajustes necessários na parte mecânica do sistema, inicia-se o ensaio apertando o botão **START-TEST** (Iniciar o Ensaio). Ao terminar o ensaio clica-se na opção **RESULT FILE** e salva os resultados obtidos do ensaio (ver Figura 30.0)

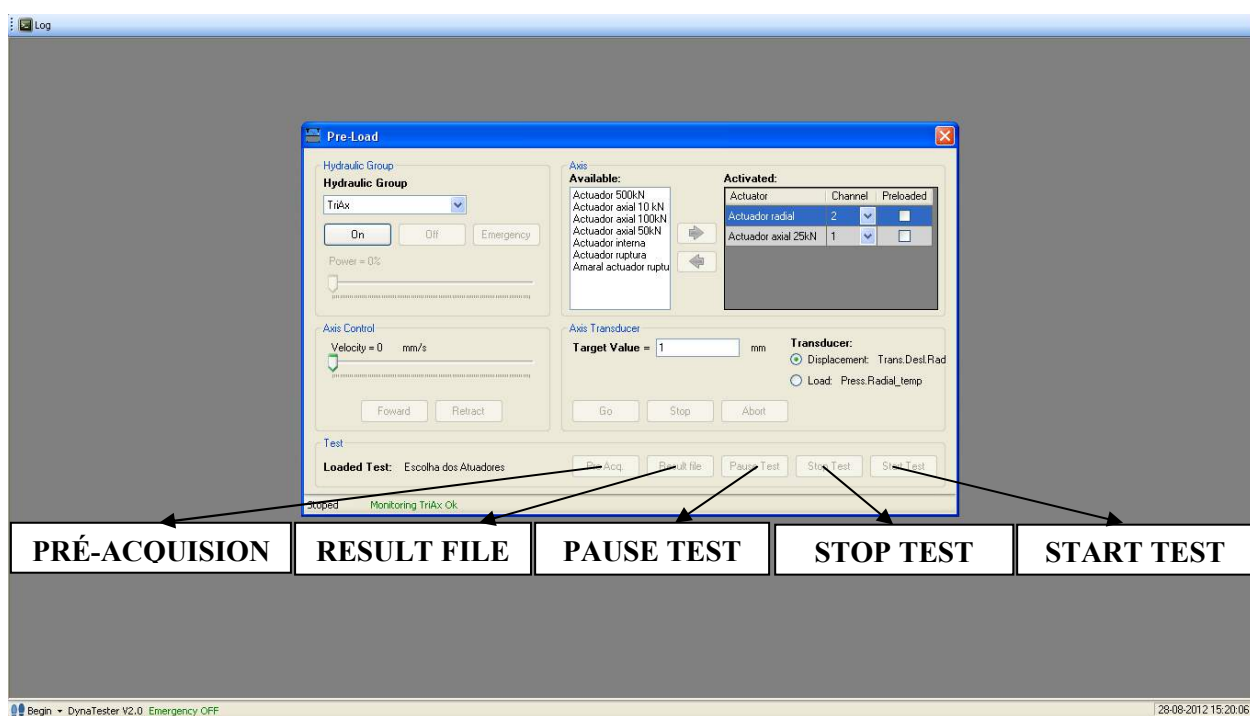


Figura 30.0 – Nenus disponíveis durante o processo de funcionamento do sistema