

# USP

## Campus de São Carlos

*AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS  
MISTURAS DE SOLO-CIMENTO E FOSFOGESSO E  
CIMENTO PARA USO NA CONSTRUÇÃO  
RODOVIÁRIA*

**EVERTON BEZERRA PARENTE**

**ORIENTADOR: PROF. DR. ALEXANDRE BENETTI PARREIRA**

## UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



## ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
Departamento de Transportes  
Área de Pós-graduação em Transportes

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS  
MISTURAS DE SOLO-CIMENTO E FOSFOGESSO E  
CIMENTO PARA USO NA CONSTRUÇÃO  
RODOVIÁRIA**

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

**EXEMPLAR REVISADO**

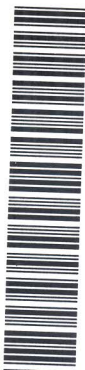
Data de entrada no Serviço: 10/05/02

Ass.: 

**Everton Bezerra Parente**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil – Área de concentração em Transportes.

DEDALUS - Acervo - EESC



31100036961

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira**

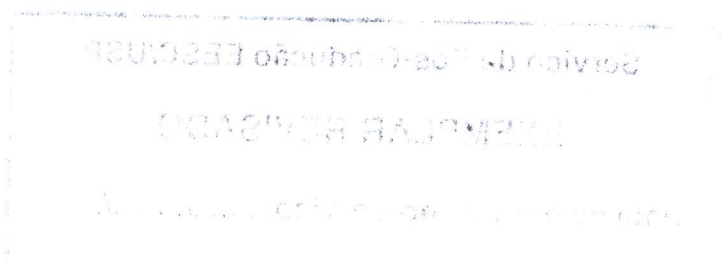
São Carlos  
2002





Class. TESE  
Cutt. 4253  
Tombo T0115/02

st 1246149



Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC/USP

P228a Parente, Everton Bezerra  
Avaliação do comportamento mecânico das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento para uso na construção rodoviária / Everton Bezerra Parente. -- São Carlos, 2002.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2002.  
Área: Transportes.  
Orientador: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira.

1. Solo-cimento. 2. Fosfogesso. 3. Compressão simples. 4. Compressão diametral. 5. Módulo de resiliência. 6. Pavimentos. I. Título.



**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato: Engenheiro **EVERTON BEZERRA PARENTE**

Dissertação defendida e julgada em 21-02-2002 perante a Comissão Julgadora:



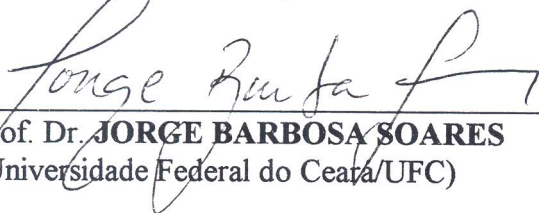
APROVADO

Prof. Dr. **ALEXANDRE BENETTI PARREIRA (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)



APROVADO

Prof. Assoc. **JOSÉ TADEU BALBO**  
(Escola Politécnica/USP)

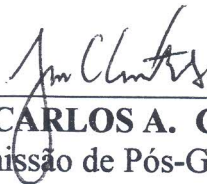


APROVADO

Prof. Dr. **JORGE BARBOSA SOARES**  
(Universidade Federal do Ceará/UFC)



Prof. Dr. **EDSON MARTINS DE AGUIAR**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia de Transportes



**JOSÉ CARLOS A. CINTRA**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC



**DEDICATÓRIA**

---

**Aos meus pais, Manoel e Edit,  
pelo amor e incentivo.**



---

## AGRADECIMENTOS

---

Aos meus pais, Manoel e Edit, a quem dedico os bons resultados do meu trabalho pelo carinho e incentivo ao longo de todas as etapas de minha vida.

Ao Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira, de quem tive todo apoio e preciosa orientação para a realização desta dissertação.

Ao meu irmão, Herbert (Beto), pelos momentos de felicidade.

À minha irmã, Érika, pelo incentivo ao longo deste trabalho.

Aos meus amigos, Iran Eduardo, Tibério Pinheiro, Márcio Silveira, Camilo Morais, José Iran, Fábio Lavor e Daniel Aldigueri pelo apoio e incentivo.

Aos meus amigos, João Marcelllo e Rômulo Xerez, pelo companheirismo em minha estada no QG.

À FAPESP, pelo apoio financeiro cedido durante a realização desta pesquisa.

Aos funcionários do laboratório de estradas, Gigante, Morasco e Oliveira (in memoriam) pelos ensinamentos e ajuda durante a realização dos ensaios.

À Maysa Fontoura, por todo apoio, amizade, companheirismo e compreensão.

Aos meus colegas de trabalho, Adriana Goulart, Patrícia Beghini, Flávio Padula, Célio Darocho, João Mota, Marilda, Marcão, Ricardinho, Rafael Moraes, Sandra Fernandes, Fernanda Biroli, Cláudio Dubeax, Alexandre Lima, Renato Lima, Josiane Palma, Cristiane Alencar, Andrea Oliveira, Ana Paula Furlan, Juliana Araújo, Adriane Fontana, Heliana Fontenele e Carlos Prado Jr pela amizade e coleguismo durante minha permanência em São Carlos.

Aos meus colegas de orientação, Omar de Barros Silvestre Júnior, Marcelo Takeda, Hélio Marcos e Andrea Regina Kobayashi, pela cooperação durante a realização dos ensaios e pelo compartilhamento de conhecimentos e experiência.

Ao Benedito (Departamento de Geotecnia) pelo auxílio na realização dos ensaios triaxiais cíclicos.



---

**SUMÁRIO**

---

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>xi</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS .....</b>	<b>xiv</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>xvi</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xvii</b>
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 <i>CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</i>	<i>1</i>
1.2 <i>OBJETIVO.....</i>	<i>4</i>
1.3 <i>ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....</i>	<i>4</i>
<b>CAPÍTULO 2 REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>6</b>
2.1 <i>INTRODUÇÃO.....</i>	<i>6</i>
2.2 <i>SOLOS TROPICAIS.....</i>	<i>6</i>
2.2.1 <i>Solos de comportamento laterítico .....</i>	<i>7</i>
2.2.2 <i>Solos de comportamento não laterítico .....</i>	<i>8</i>
2.3 <i>SOLO-CIMENTO .....</i>	<i>9</i>
2.3.1 <i>Estabilização de solos com cimento .....</i>	<i>9</i>
2.3.2 <i>Resistência à compressão simples de solo-cimento .....</i>	<i>11</i>
2.3.3 <i>Módulo de resiliência de solo-cimento .....</i>	<i>17</i>
2.4 <i>FOSFOGESSO E CIMENTO .....</i>	<i>24</i>

---

2.4.1	Introdução .....	24
2.4.2	Resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso e cimento .....	25
2.4.3	A influência do tipo de cimento na resistência e expansibilidade de misturas de fosfogesso e cimento .....	30
2.4.4	Módulo de resiliência de misturas de fosfogesso e cimento .....	32
<b>CAPÍTULO 3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>		<b>35</b>
3.1	INTRODUÇÃO .....	35
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS .....	35
3.2.1	Solos .....	35
3.2.1.1	Escolha dos solos .....	35
3.2.1.2	Locais de coleta dos solos escolhidos .....	37
3.2.1.3	Características e classificações dos solos escolhidos .....	37
3.2.2	Cimento .....	39
3.2.3	Fosfogesso .....	40
3.3	Composição das Misturas .....	42
3.4	ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS .....	43
3.4.1	Estudo preliminar .....	43
3.4.2	Estudo definitivo .....	43
3.4.2.1	Moldagem e cura dos corpos de prova .....	43
3.4.2.2	Ensaio triaxiais cíclicos .....	46
3.4.2.3	Ensaio de compressão simples .....	49
3.4.2.4	Ensaio de compressão diametral .....	50
<b>CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>		<b>53</b>
4.1	INTRODUÇÃO .....	53
4.2	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO .....	53
4.2.1	Ensaio de compactação das misturas de solo-cimento .....	53
4.2.2	Ensaio de compactação das misturas de fosfogesso e cimento .....	56
4.3	ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES .....	58
4.3.1	Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento .....	58
4.3.1.1	Influência do teor de cimento .....	60



---

4.3.1.2	Influência do tempo de cura .....	62
4.3.1.3	Influência do tipo de solo .....	64
4.3.1.4	Relação entre resistência à compressão simples, o tempo de cura e o teor de cimento .....	65
4.3.2	Deformabilidade das misturas de solo-cimento a partir dos ensaios de compressão simples .....	68
4.3.2.1	Influência do teor de cimento .....	70
4.3.2.2	Influência do tempo de cura .....	72
4.3.2.3	Influência do tipo de solo .....	73
4.3.2.4	Relação entre $E_0$ , o tempo de cura e o teor de cimento .....	74
4.3.3	Resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento .....	76
4.3.3.1	Influência do teor de cimento .....	77
4.3.3.2	Influência do tempo de cura .....	78
4.3.3.3	Relação entre resistência à compressão simples, o tempo de cura e o teor de cimento .....	79
4.3.4	Deformabilidade a partir dos ensaios de compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento .....	82
4.3.4.1	Influência do teor de cimento .....	83
4.3.4.2	Influência do tempo de cura .....	83
4.3.2.3	Relação entre $E_0$ , o tempo de cura e o teor de cimento .....	84
4.4	ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL .....	87
4.4.1	Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento ..	87
4.4.1.1	Influência do teor de cimento .....	89
4.4.1.2	Influência do tempo de cura .....	91
4.4.1.3	Influência do tipo de solo .....	93
4.4.1.4	Relação entre resistência à compressão diametral, o tempo de cura e o teor de cimento .....	93
4.4.2	Resistência à tração por compressão diametral das misturas de fosfogesso e cimento .....	96
4.5	ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS .....	97
4.5.1	Módulo de resiliência das misturas de solo-cimento .....	98
4.5.1.1	Modelagem do $M_R$ em função do estado de tensão .....	99
4.5.1.2	Influência do tempo cura no $M_R$ .....	100

---

4.5.1.3	<i>Influência do tipo de solo no <math>M_R</math></i>	102
4.5.2	<i>Módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento</i>	102
4.5.2.1	<i>Modelagem do MR em função do estado de tensão</i>	103
4.5.2.2	<i>Efeito do tempo de cura e do teor de cimento no <math>M_R</math></i>	105
4.5.2.3	<i>Relação entre o módulo de resiliência, tensão desvio, tempo de cura e o teor de cimento</i>	107
4.6	<b>COMPARAÇÃO ENTRE A MISTURA DE FOSFOGESSO E A MISTURA DE SOLO ESTABILIZADAS COM CIMENTO</b>	108
4.6.1	<i>Ensaaios de compactação</i>	108
4.6.2	<i>Ensaaios de compressão simples</i>	109
4.6.3	<i>Ensaaios de compressão diametral</i>	110
	<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	112
5.1	<b>CONCLUSÕES</b>	112
5.1.1	<i>Solo-cimento</i>	112
5.2.1	<i>Fosfogesso e cimento</i>	113
5.1.3	<i>Solo-cimento/fosfogesso e cimento</i>	115
5.2	<b>RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b>	116
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	117
	<b>ANEXO I</b>	121
	<b>ANEXO II</b>	123
	<b>ANEXO III</b>	125
	<b>ANEXO IV</b>	128
	<b>ANEXO V</b>	131
	<b>ANEXO VI</b>	134

---

**LISTA DE FIGURAS**


---

FIGURA 2.1: Cimentação das partículas de solo (Fonte: MOURA, 1987) .....	11
FIGURA 2.2: Resistência à compressão simples em função do tipo de solo, tempo de cura e teor de cimento (PINTO et al., 1991) .....	12
FIGURA 2.3: Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento (ROCHA, 1996) .....	13
FIGURA 2.4: Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento em função do teor de cimento e tipo de solo (SILVA, 1991) .....	14
FIGURA 2.5: Variação de resistência à compressão simples em função do teor de cimento para o período de cura de 7 dias em câmara úmida e cura exposta a temperatura de 21 0C (SAAD et al., 1998) .....	15
FIGURA 2.6: Variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cimento (CERATTI et al., 1983) .....	16
FIGURA 2.7: Módulo de resiliência, das misturas com solos CH, em função do tempo de cura, tipo de solo, teor de cimento e tensão desvio aplicada (ACHAMPONG et al., 1996) .....	18
FIGURA 2.8: Módulo de resiliência, das misturas com solo CL, em função do tempo de cura, tipo de solo, teor de cimento e tensão desvio aplicada (ACHAMPONG et al., 1996) .....	18
FIGURA 2.9: Módulo de resiliência em função da tensão desvio, tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo incorporado à mistura para o período de cura de 7 dias (ACHAMPONG et al., 1996) .....	19
FIGURA 2.10: Módulo de resiliência em função da tensão desvio, tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo incorporado à mistura para o período de cura de 28 dias (ACHAMPONG et al., 1996) .....	19
FIGURA 2.11: Variação do módulo de resiliência pelo teor de cimento e tipo de solo utilizado na mistura (LOTFI & WITCZAK, 1985) .....	21
FIGURA 2.12: Resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso e cimento, em função dos teores e tipos de cimento, submetidas ao período de cura de 7 dias (ONG et al., 1994) .....	27
FIGURA 2.13: Resistência das misturas de fosfogesso e cimento em função do tipo de cimento, tempo de cura, compactadas nas energias normal e modificada e ensaiadas sem imersão e após imersão em água (SILVESTRE et al., 2001) .....	29
FIGURA 3.1: Curvas granulométricas dos solos 1 e 2 .....	38
FIGURA 3.2: Ábaco da classificação MCT (Fonte: NOGAMI et al., 1995) .....	38
FIGURA 3.3: Granulometria do fosfogesso (KOBAYASHI, 2000) .....	41
FIGURA 3.4: Prensa utilizada para compactação dos corpos de prova .....	44



---

FIGURA 3.5: Cilindros de bronze utilizado na moldagem dos corpos de prova .....	45
FIGURA 3.6: Cura dos corpos de prova na câmara úmida .....	45
FIGURA 3.7: Visão geral da prensa utilizada para os ensaios triaxiais cíclicos .....	46
FIGURA 3.8: Corpo de prova instalado na base da câmara triaxial .....	47
FIGURA 3.9: Prensa utilizada para os ensaios de compressão simples .....	49
FIGURA 3.10: Exemplo da estimativa de $E_0$ a partir da determinação do coeficiente "a", segundo o modelo hiperbólico proposto por DUNCAN & CHANG (1970) ..	50
FIGURA 3.11: Prensa utilizada nos ensaios de compressão diametral .....	51
FIGURA 4.1: Curvas de compactação dos solos e das misturas de solo-cimento com 4, 7 e 10% de cimento .....	54
FIGURA 4.2: Variação da massa específica seca máxima com o teor de cimento para as misturas de solo-cimento .....	55
FIGURA 4.3: Variação da umidade ótima com o teor de cimento para as misturas de solo-cimento .....	56
FIGURA 4.4: Curvas de compactação para as misturas de fosfogesso e cimento com teores de 7 e 10% de cimento .....	57
FIGURA 4.5: Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios sem imersão prévia em água .....	59
FIGURA 4.6: Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios com imersão prévia em água .....	60
FIGURA 4.7: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento laterítico sem e com imersão prévia em água .....	61
FIGURA 4.8: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento não laterítico sem e com imersão prévia em água .....	62
FIGURA 4.9: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas sem imersão prévia em água.....	63
FIGURA 4.10: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas após imersão prévia em água.....	63
FIGURA 4.11: Variação da RCS com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.3 .....	66
FIGURA 4.12: Valores de RCS calculados usando-se a equação 4.3 "versus" valores de RCS obtidos a partir dos resultados de laboratório .....	67
FIGURA 4.13: Módulo tangente inicial das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios sem imersão prévia em água .....	69
FIGURA 4.14: Módulo tangente inicial das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios com imersão prévia em água .....	69
FIGURA 4.15: Módulo tangente inicial em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento laterítico sem e com imersão prévia em água .....	71



---

FIGURA 4.16: Módulo tangente inicial em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento não laterítico sem e com imersão prévia em água .....	71
FIGURA 4.17: Módulo tangente inicial em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas sem imersão prévia em água .....	72
FIGURA 4.18: Módulo tangente inicial em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas após imersão prévia em água .....	72
FIGURA 4.19: Variação de $E_0$ com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.6 .....	75
FIGURA 4.20: Valores de $E_0$ calculados usando-se a equação 4.6 "versus" valores de $E_0$ obtidos a partir dos resultados de laboratório .....	75
FIGURA 4.21: Resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento submetidas aos períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiadas com e sem imersão prévia em água .....	77
FIGURA 4.22: Resistência à compressão simples em função do teor de cimento e tempo de cura, para misturas de fosfogesso e cimento ensaiadas com e sem imersão prévia em água .....	78
FIGURA 4.23: Variação da RCS com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.7 .....	80
FIGURA 4.24: Valores de RCS calculados usando-se a equação 4.7 "versus" valores de RCS obtidos a partir dos resultados de laboratório .....	81
FIGURA 4.25: Módulo tangente inicial das misturas de fosfogesso e cimento submetidas aos períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiadas com e sem imersão prévia em água .....	82
FIGURA 4.26: Módulo tangente inicial em função do teor de cimento e tempo de cura, para misturas ensaiadas de fosfogesso e cimento com e sem imersão prévia em água .....	84
FIGURA 4.27: Variação de $E_0$ com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.8 .....	85
FIGURA 4.28: Valores de $E_0$ calculados usando-se a equação 4.8 "versus" valores de $E_0$ obtidos a partir dos resultados de laboratório .....	86
FIGURA 4.29: Resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios sem imersão prévia em água .....	88
FIGURA 4.30: Resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios com imersão prévia em água .....	88
FIGURA 4.31: Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento laterítico sem e com imersão prévia em água .....	90
FIGURA 4.32: Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento não laterítico sem e com imersão prévia em água .....	90
FIGURA 4.33: Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas de solo-cimento ensaiadas sem imersão prévia em água .....	91
FIGURA 4.34: Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas de solo-cimento ensaiadas com imersão prévia em água .....	92

---

FIGURA 4.35: Variação da RCD com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.11 .....	94
FIGURA 4.36: Valores de RCD calculado pela expressão 4.11 "versus" valores de RCD obtidos em laboratório .....	95
FIGURA 4.37: Resistência à compressão diametral das misturas de fosfogesso e cimento com teores de 7 e 10% para períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiadas com e sem imersão prévia .....	97
FIGURA 4.38: Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio para teor de cimento de 4% e tempos de cura de 3, 7 e 28 dias para mistura composta com solo laterítico .....	101
FIGURA 4.39: Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio para teor de cimento de 4% e tempos de cura de 3, 7 e 28 dias para mistura composta com solo não laterítico .....	101
FIGURA 4.40: Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio das misturas de fosfogesso com 7% de cimento curadas durante 3, 7 e 28 dias .....	105
FIGURA 4.41: Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio das misturas de fosfogesso e 10% de cimento curadas durante 3, 7 e 28 dias .....	106
FIGURA 4.42: Valores de $M_R$ calculados versus $M_R$ obtidos em laboratório .....	108



---

**LISTA DE TABELAS**


---

TABELA 2.1: Consolidação da fundação em sub-bases de pavimento de concreto PITTA (1998) .....	10
TABELA 2.2: Classificação dos solos (JAYARATNE, 1990) .....	20
TABELA 2.3: Classificação dos solos (CERATTI, 1983) .....	22
TABELA 2.4: Parâmetros de resiliência das amostras compostas com os solos 1 e 2 .....	22
TABELA 2.5: Parâmetros de resiliência das amostras compostas com o solo 3 .....	23
TABELA 2.6: Classificação dos solos (CERATTI, 1991) .....	23
TABELA 2.7: Módulo de resiliência e resistência à tração das misturas (CERATTI, 1991) .....	24
TABELA 2.8: Resistência à compressão simples (GERRITY et al., 1994) .....	26
TABELA 2.9: Módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento (GERRITY et al., 1994) .....	33
TABELA 2.10: Módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento (PERICLEOUS & METCALF, 1996) .....	34
TABELA 3.1: Classificações dos seis solos escolhidos na 1ª fase da pesquisa .....	36
TABELA 3.2: Resultados dos ensaios dos limites de Atterberg e massa específica dos sólidos .....	37
TABELA 3.3: Classificação dos solos estudados .....	39
TABELA 3.4: Resultados da análise química das amostras do cimento utilizado neste estudo (IPT, 2000b; KOBAYASHI, 2000) .....	40
TABELA 3.5: Resultados da análise química da amostra de fosfogesso (IPT, 2000) ..	42
TABELA 3.6: Seqüência de aplicação de tensões de carregamento e seu número de repetições – AASHTO TP46-94 (1996) .....	48
TABELA 4.1: Valores de umidade ótima e massa específica seca máxima para misturas de solo cimento com 4, 7 e 10% de cimento .....	54
TABELA 4.2: Massa específica seca máxima e umidade ótima para as misturas de fosfogesso e cimento .....	57
TABELA 4.3: Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento .....	59
TABELA 4.4: Valores de $E_0$ para misturas de solo-cimento .....	68
TABELA 4.5: Resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento .....	76
TABELA 4.6: Valores de $E_0$ para misturas de fosfogesso e cimento .....	82
TABELA 4.7: Resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento .....	87
TABELA 4.8: Resistência à compressão diametral para misturas de fosfogesso e cimento .....	96

---

TABELA 4.9: Valores dos módulos de resiliência da mistura de solo-cimento com 4% de cimento, submetida aos períodos de cura de 3, 7, e 28 dias e ensaiada sem imersão prévia .....	98
TABELA 4.10: Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações 4.12, 4.13 e 4.14 .....	100
TABELA 4.11: Valores da relação K2/K3 .....	100
TABELA 4.12: Valores dos módulos de resiliência das misturas de fosfogesso para os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias e 7 e 10% de cimento .....	103
TABELA 4.13: Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações 4.15, 4.16 e 4.17 .....	104
TABELA 4.14: Valores da relação K2/K3 .....	105

---

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

---

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
DER-SP	Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical (Classificação de solos)
NBR	Norma Brasileira Registrada
SP	Estado de São Paulo
USP	Universidade de São Paulo
ME	Método de Ensaio



## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$\text{Al}_2\text{O}_3$	Alumina ou óxido de alumínio
$\text{CaO}$	Cal ou óxido de cálcio
$\text{C}_3\text{A}$	Aluminato tricálcico ( $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$ )
$\text{C}_4\text{AF}$	Ferro aluminato tetracálcico ( $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$ )
$\text{C}_3\text{S}$	Silicato tricálcico ( $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$ )
CP II-E32	Cimento Portland composto com escória
c. p.	Corpo de prova
$^{\circ}\text{C}$	Graus Celsius
$E_0$	Módulo tangente inicial
eq.	Equação
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	Óxido de ferro
$H_0$	Altura inicial efetiva do corpo de prova
IP	Índice de plasticidade
$K_1, K_2, K_3, K_4$	Parâmetros de regressão
lb	Libra
LA'	Solo arenoso laterítico, segundo Classificação MCT
NA'	Solo arenoso não laterítico, segundo Classificação MCT
LL	Limite de Liquidez ( $w_L$ )
LP	Limite de Plasticidade ( $w_P$ )
MPa	Mega-Pascal
$M_R$	Módulo de Resiliência
N	Newton
$n$	Número de moléculas de água presente na composição do fosfogesso
n. d.	Não detectado

NP	Não plástico
PN	Proctor normal
$R^2$	Coefficiente de determinação
RCS	Resistência à compressão simples
RCD	Resistência à compressão diametral
%	Teor de cimento, em porcentagem
TC	Tempo de cura, em dias
$w_o$	Umidade ótima
$\epsilon_a$	Deformação axial
$\epsilon_R$	Deformação resiliente
$\rho_s$	Massa específica dos sólidos
$\sigma_a$	Tensão axial
$\sigma_3$	Tensão confinante
$\sigma_d$	Tensão desvio

---

**RESUMO**

PARENTE, E.B. *Avaliação do comportamento mecânico das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento para uso na construção rodoviária*. São Carlos, 2002. 138p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta dissertação apresenta os resultados de uma pesquisa cujo objetivo principal é avaliar o comportamento mecânico de misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento destinadas à construção de bases rodoviárias. O solo-cimento é um material de uso consolidado em pavimentação. Na composição das misturas de solo-cimento foram utilizados dois diferentes solos pertencentes a um mesmo grupo segundo as classificações HRB e USCS, mas considerados, respectivamente, de comportamento laterítico e não laterítico, segundo a classificação MCT. O fosfogesso é um resíduo sólido da produção de adubos, constituindo-se em um elemento agressivo ao meio ambiente devido a sua natureza ácida e por conter elementos radioativos e metais pesados. Por ser instável frente a ação da água, este material deverá ser estabilizado com cimento para uso em pavimentos.

As amostras destas misturas foram submetidas a ensaios de compressão simples, compressão diametral e triaxiais cíclicos. Nos ensaios de compressão simples e compressão diametral, metade dos corpos de prova foi submetida a imersão prévia em água por quatro horas antes dos ensaios e a outra metade foi ensaiada sem imersão. Os corpos de prova com teores de 4, 7 e 10% foram compactados na energia normal do ensaio de Proctor e curados por 3, 7 e 28 dias. Para as misturas de fosfogesso e cimento foram utilizados apenas os teores de 7 e 10%.

Observou-se que valores crescentes de tempo de cura e teor de cimento conduziram a maiores valores de resistência e rigidez. Ensaios realizados após imersão em água apresentaram valores de resistência à compressão simples e compressão diametral menores do que os obtidos sem imersão. Os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos mostram o efeito predominante da tensão desvio no valor do módulo de resiliência quando comparado com o efeito da tensão de confinamento. Concluiu-se também que as misturas compostas com solo de comportamento laterítico apresentaram melhor desempenho que as misturas compostas com solo de comportamento não laterítico. Comparando-se o desempenho mecânico das misturas de solo-cimento com o das misturas de fosfogesso e cimento, estas últimas apresentam resistência e rigidez significativamente menores. Entretanto, o desempenho das misturas de fosfogesso e cimento, principalmente no tocante à deformabilidade, é comparável ao de materiais empregados em pavimentação, como algumas bases estabilizadas granulometricamente de uso corrente.

Palavras-chave: Solo-cimento; Fosfogesso; Compressão simples; Compressão diametral; Módulo de resiliência; Pavimentação



---

**ABSTRACT**

PARENTE, E.B. *Evaluation of the mechanical behavior of mixtures of soil-cement and phosphogypsum and cement for use in the road construction*. São Carlos, 2002. 138p. Master's thesis. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

This work presents the results of a research whose main objective is to evaluate the mechanical behavior of soil-cement and phosphogypsum and cement mixtures for the construction of road bases. The soil-cement is a traditional useful material in pavement construction. The in composition of the soil-cement mixtures were used. Two different soils with same HRB and USCS classifications, but considered, respectively, of lateritic and non-lateritic behavior, according to the MCT classification. The phosphogypsum is a solid by-product of the fertilizers production, it's an aggressive element to the environment due to its acid nature and for containing radioactive elements and heavy metals. For being unstable in the presence of water, this material should be stabilized with cement for use in pavements.

The samples of these mixtures were submitted to tests of unconfined compressive strength, diametral compression and cyclic triaxial loading test. In the tests of unconfined compressive strength and diametral compression, half of the specimens were submitted previous immersion in water for four hours before the test and the other half was tested without immersion. The specimens with cement content of 4, 7 and 10% were compacted using the normal energy of Proctor test and cured during 3, 7 and 28 days. For the phosphogypsum and cement mixtures were just used cement content of 7 and 10%.

It was observed that higher values of time of cure and cement content led to higher strength and stiffness values. Tests performed after immersion in water presented strength values for the unconfined compressive and diametral compression strength than those obtained without immersion. The results of the cyclic triaxial loading test show the predominant effect of the deviatoric stress in the value of the resilience modulus when compared with the effect of the confinement tension. It was also concluded that the mixtures composed with lateritic behavior soil presented better performance than mixtures composed with non lateritic behavior soil. Comparing the mechanical performance of the soil-cement mixtures with the one of the phosphogypsum and cement mixtures, the last one presents strength and stiffness significantly lower. However, the performance of the phosphogypsum and cement mixtures, mainly concerning the deformability, is comparable to the performance of materials employed in paving, as some soil stabilized bases.

Key-words: Soil-cement; Phosphogypsum; Unconfined compressive strenght; Diametrical compression; Resilient modulus; Pavements

---

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

---

#### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização do solo como material de construção constitui prática milenar no contexto das obras civis. Neste cenário, a pavimentação ocupa uma posição de destaque. Assim, a análise do par disponibilidade “versus” qualidade dos solos destinados à construção da estrutura do pavimento é uma tarefa a ser cumprida pelo engenheiro. Muito se tem pesquisado no sentido de melhorar as propriedades (expansibilidade, resistência, permeabilidade, estabilidade, etc.) de solos naturais pouco adequados, tornando viável seu uso na pavimentação, sem fugir a padrões economicamente aceitáveis.

Há regiões, no que tange especificamente a materiais para a execução de camadas de base e sub-base, que apresentam dificuldade na localização de jazidas que forneçam solos que se adequem às especificações do projeto a ser executado. Muitas vezes, estas jazidas localizam-se a grandes distâncias. Neste caso, é indicado analisar-se a possibilidade do uso de materiais alternativos ou solos com características estruturais inferiores encontrados com maior facilidade, que quando submetidos a uma estabilização adequada viabilize o seu emprego.

O processo de estabilização do solo, definido como tratamento capaz de melhorar suas propriedades mecânicas e químicas para o uso em questão, pode ser feito pela adição de outros solos ou pela adição de aglutinantes (INGLÊS & METCALF, 1972). A estabilização de solos com cimento (solo-cimento) é um exemplo do uso de aglutinantes. O solo-cimento é uma mistura íntima de solo pulverizado, cimento Portland e água, sendo muito utilizado quando não se dispõe de materiais naturais adequados. Segundo MOURA (1987), o solo-cimento



difere do concreto e da argamassa de cimento pela presença de quantidade considerável de partículas finas do agregado (o solo) e pela proporção bastante reduzida de cimento no volume e no peso total da mistura. Enquanto no concreto a pasta de cimento envolve as partículas do agregado, no solo-cimento são as partículas finas de solo que envolvem as partículas de cimento, dando origem a ligações mais fracas e conseqüentemente, à uma resistência inferior à apresentada pelo concreto e a argamassa.

Além do emprego como bases de pavimento, destacam-se ainda, como aplicação do solo-cimento, a construção de valetas de drenagem, proteção superficial de taludes, revestimentos de áreas de estacionamento, etc.

A metodologia de dosagem de solo-cimento empregada no Brasil e divulgada pela Associação Brasileira de Cimento Portland, baseia-se no método desenvolvido pela entidade norte-americana *Portland Cement Association*. Vale salientar que esta metodologia foi desenvolvida essencialmente para solos de clima temperado, cujas condições climáticas que influenciam nos processos de sua formação, diferem daquelas a que são submetidos os solos de regiões tropicais. De modo geral, pode-se presumir que solos de mesma classificação geotécnica, considerando-se as classificações tradicionais, mas originados através de diferentes processos de formação, quando estabilizados com a mesma quantidade e tipo de cimento, poderiam resultar em misturas com propriedades e comportamento diversos.

No âmbito da utilização de materiais alternativos na construção rodoviária e aliado à preocupação de encontrar destino seguro para rejeitos industriais que podem interferir nocivamente com o meio ambiente, tem-se estudado o emprego destes materiais na construção de bases de pavimentos. O fosfogesso ( $\text{CaSO}_4$ ), resíduo industrial gerado na produção de ácido fosfórico, principal componente dos fertilizantes fosfatados, é um exemplo desta aplicação.

No processo de fabricação do ácido fosfórico, a reação química entre o ácido sulfúrico e a rocha fosfática gera o fosfogesso (escória do processo) numa proporção de 1:4,5, ou seja, para cada tonelada de ácido fosfórico tem-se 4,5 toneladas de fosfogesso.



Esta elevada proporção, associada à crescente demanda por fertilizantes fosfatados, traz como consequência um crescimento acentuado de depósitos de fosfogesso, que além de ocupar grandes áreas de estocagem, pode agredir o meio ambiente, uma vez que se trata de material de natureza ácida detentor de elementos radiativos com efeitos ainda desconhecidos (TAKEDA, 1998).

Face a esses problemas, tem-se procurado utilizar este produto em diversas áreas, dentre as quais, destaca-se a sua utilização como camada de pavimento. Pelo fato do fosfogesso não atender às especificações rodoviárias, visto que é instável frente a ação da água, procura-se estabilizá-lo com um aglomerante, no caso o cimento Portland. Segundo TITTLEBAUM *et al.* (1995), o fosfogesso ao ser estabilizado com cimento Portland forma uma laje monolítica retendo os metais pesados dentro da mistura. Na Escola de Engenharia de São Carlos - USP já foram desenvolvidas pesquisas enfocando o comportamento de misturas de fosfogesso e cimento (TAKEDA, 1998) dando destaque para sua resistência e deformabilidade determinadas a partir de ensaios de compressão simples. KOBAYASHI (2000) pesquisou a influência do tipo de cimento na expansibilidade nas misturas de fosfogesso e cimento.

No projeto de pavimentos onde serão utilizados materiais estabilizados quimicamente, na maioria das vezes, recorre-se a métodos de dimensionamento empíricos, baseados em conhecimentos adquiridos através de observações ao longo de anos. Entretanto, é sabido que o dimensionamento através de métodos racionais é mais completo, visto que possibilita uma análise da compatibilidade das tensões e deformações a que estão submetido o pavimento.

No Brasil, ainda são poucas as pesquisas no que diz respeito à caracterização, em laboratório, de materiais estabilizados quimicamente visando o emprego de métodos racionais de dimensionamento. Destaca-se o trabalho desenvolvido por CERATTI (1991) onde verificou-se, entre outros fatores, a influência do tempo de cura, na resistência, características resilientes, fadiga, de misturas de solo e cimento.

## 1.2 OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento mecânico de misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento.

As misturas serão submetidas a ensaios de compressão simples, compressão diametral e triaxiais cíclicos, para obtenção das resistências a compressão e tração indireta, e módulo de resiliência, respectivamente. Será analisada a influência da porcentagem de cimento e tempo de cura nestes parâmetros.

Na composição das misturas de solo-cimento, serão utilizados dois diferentes solos pertencentes a uma mesma classe, segundo classificações tradicionais, mas considerados, respectivamente, de comportamento laterítico e não laterítico, segundo classificações MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

Destaca-se também a comparação entre o comportamento mecânico de misturas de solo-cimento constituídas com solos de comportamento laterítico e não laterítico e ainda, a comparação entre o comportamento das misturas de solo-cimento e misturas de fosfogesso e com cimento.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi desenvolvido como parte dos requisitos exigidos para a obtenção do título de Mestre em Transportes, estando dividido em 5 capítulos, da seguinte maneira:

O capítulo 1 apresenta considerações que procuram justificar a importância do objetivo da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica. Procurou-se abordar principalmente aspectos relacionados ao assunto que poderiam auxiliar no melhor entendimento dos problemas envolvidos na pesquisa, ou seja, a avaliação do comportamento, em laboratório, das misturas de fosfogesso e cimento e solo-cimento em função de parâmetros como: teor de cimento utilizado nas misturas, tempo de cura, energia de compactação, etc.

O capítulo 3 discorre sobre a caracterização dos materiais a serem utilizados na pesquisa, os procedimentos usados nos ensaios laboratoriais das misturas e o processo de análise dos resultados obtidos.

O capítulo 4 apresenta os resultados da investigação experimental. São analisados os resultados dos ensaios de compactação, compressão simples e diametral e triaxiais cíclicos, com destaque para a influência do tempo de cura e teor de cimento na resistência e deformabilidade das misturas. No caso das misturas de solo-cimento é também analisada a influência do tipo de solo utilizado na composição da mistura.

Finalmente, no capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões obtidas na pesquisa e sugestões para a continuidade do trabalho.



## CAPÍTULO 2

### REVISÃO DA LITERATURA

---

#### 2.1 INTRODUÇÃO

A revisão bibliográfica foi realizada com o objetivo de auxiliar o estudo do comportamento mecânico dos solos tropicais e fosfogesso quando misturados a cimento, compondo misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento, respectivamente.

Este capítulo foi dividido em três itens principais: o primeiro apresenta algumas características relativas ao comportamento dos solos tropicais, como origem, cor, mineralogia e etc. O segundo trata da mistura de solo-cimento quanto à sua estabilização, resistência à compressão simples e módulo de resiliência. Finalmente, o terceiro discorre sobre fosfogesso e cimento, quanto a resistência à compressão simples, módulo de resiliência, e trabalhos realizados na EESC-USP utilizando-se misturas compostas com fosfogesso.

#### 2.2 SOLOS TROPICAIS

No Brasil, ao se introduzir os conceitos da mecânica dos solos para solução de problemas ligados à construção rodoviária, ocorreram várias discrepâncias entre as previsões efetuadas por esta especialidade e o real comportamento dos solos nas obras. Como esses conceitos são baseados em metodologia desenvolvida em regiões não tropicais, as discrepâncias têm sido atribuídas, em grande parte, às peculiaridades dos nossos solos como: ocorrência, constituição, formação, propriedades índices e condições ambientais (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

A mecânica dos solos tradicional não leva em conta a constituição dos grãos em suas propriedades e comportamento tendo uma atenção direcionada a forma e tamanho dos grãos na análise de seu comportamento. Entretanto, as variações mineralógicas constatadas nos solos, consequência de sua origem geológica e pedológica, são os maiores responsáveis pela diversidade de comportamento entre solos.

O Brasil, país de clima tropical úmido, apresenta grandes faixas de solos tropicais cuja formação provém da ação de processos geológicos e/ou pedológicos ocorridos nessas regiões. Estes solos, possuem variações mineralógicas muito maiores que nos solos de outras regiões. No entanto, segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995), o solo não pode ser considerado como tropical apenas por se encontrar em regiões de clima tropical úmido, deve apresentar aspectos geotécnicos que o caracterizam como solo tropical ou não. Dentre os solos tropicais destacam-se duas classes principais: solos de comportamento laterítico e não laterítico.

### **2.2.1 Solos de comportamento laterítico**

O solo laterítico é o solo formado pela atuação de processos pedológicos ocorridos na parte mais superficial do perfil do subsolo, em condições bem drenadas e clima tropical úmido. Este processo denominado laterização é característico das regiões de clima quente e úmido onde predominam a infiltração e sob temperaturas ambientes elevadas, cria-se um ambiente ácido, no qual o intemperismo químico prevalece sobre o físico (MOURA, 1987). Tratando-se portanto de solos pedologicamente evoluídos.

Esse solo é uma variedade dos solos encontrados no horizonte superficial ou pedogenético. Apresentam características semelhantes as dos solos dos grandes grupos pedológicos como latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas. Possuem cor amarelada e avermelhada e macroestrutura aparentemente homogênea e isotrópica. Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1983), um solo pode ter comportamento laterítico sem pertencer a um perfil pedológico laterítico e eventualmente, pode pertencer a um perfil pedológico laterítico e não ter comportamento geotécnico laterítico.

A elevada porosidade aparente natural, a baixa resistência e baixa capacidade de suporte são características desses solos. Entretanto, quando compactados adquirem elevadas resistências, grande capacidade de suporte, baixa permeabilidade, além da pequena perda da capacidade de suporte quando imerso em água (NOGAMI & VILLIBOR, 1995). A maioria desses solos apresenta, em seu estado natural, baixa plasticidade, coeficientes de permeabilidade e ângulos de atrito elevados.

O quartzo é o mineral presente com maior frequência na fração areia, apesar de ser encontrado também em solos não tropicais, existem peculiaridades que permitem identificar seu caráter laterítico. Uma dessas peculiaridades é a presença de película de óxidos, que lhe dá uma tonalidade avermelhada, rósea, arroxeadada ou amarelada. Além do quartzo há presença de minerais como a magnetita, turmalina e o zircão. Materiais mecanicamente resistentes e quimicamente estáveis.

A fração argilosa caracteriza-se pela constituição de argilo-minerais do grupo da caolinita e por ter uma elevada porcentagem de óxidos de Fe (ferro) e de Al (alumínio). A presença dos óxidos de Fe e Al resulta numa microestrutura esponjosa ou de pipoca possuindo também substâncias cimentantes responsáveis pelo bom desempenho mecânico.

### **2.2.2 Solos de comportamento não laterítico**

Em geral, são solos resultantes da decomposição da rocha *in loco*. Possuem, de maneira nítida, traços da rocha que lhes deu origem, caracterizando um solo residual. Suas camadas constituem os horizontes saprolíticos subjacentes ao horizonte superficial pedogenético e sobrejacentes à rocha mãe. Raramente apresentam cor única, podendo apresentar cores diversas como: branco, preto, cinza, róseo, roxo etc. Sua ocorrência varia de solos muito plásticos e expansivos, de baixa capacidade de suporte e altamente erodíveis até materiais granulares de elevada capacidade de suporte.

Sua composição mineralógica é muito variada podendo constatar-se a presença de mica, acarretando efeitos como elevação no limite de liquidez,



elevação da expansibilidade por aumento de umidade, diminuição da massa específica aparente seca máxima quando compactado, elevação da umidade ótima de compactação, diminuição da capacidade de suporte e redução no módulo de resiliência.

Ao contrário dos solos de comportamento laterítico, estes solos possuem, na sua fração areia, grandes quantidades de materiais distintos do quartzo. Entretanto, muitos solos de comportamento não laterítico podem possuir o quartzo como material predominante. Há também a possibilidade destes solos possuírem grãos intemperizados com diferentes graus de intemperização.

## **2.3 SOLO-CIMENTO**

Solo-cimento é o material obtido pela mistura de solo, água e cimento, capaz de estabilizar o solo para o uso em questão.

### **2.3.1 Estabilização de solos com cimento**

O solo-cimento foi usado pela primeira vez na construção de estradas de rodagem em 1935, nos Estados Unidos (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1951). Este país surgiu como precursor nas pesquisas de utilização de bases e sub-bases de solo-cimento utilizando estudos já realizados por Francis Hveem que constatou uma correlação estrutural bastante elevada das bases de solo-cimento quando comparadas à bases granulares. Em números uma coesão de 1500 para 100, das bases granulares. Por outro lado, a PCA (*Portland Cement Association*) publicou trabalho sobre a possibilidade de obter o teor ótimo de cimento através de ensaios rotineiros como granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e compactação (SENÇO, 1996).

Segundo NUSSBAUM & LOKKEN (1977) um levantamento feito pela PCA mostrou que 29 estados norte-americanos usavam a estabilização com cimento em sub-bases de pavimento de concreto. Segundo SHARP (1977) o uso de sub-bases estabilizadas com cimento é uma prática consagrada em vários países europeus.

No Brasil, nos atuais projetos de pavimentos rígidos, tem-se dado destaque a sub-bases de solo-cimento. Há exemplos de construções de sub-bases de solo-cimento como as vias expressas Norte e Leste-Oeste, em Minas Gerais, com camadas de 12cm de espessura. Em pavimento flexível uma das maiores concentrações de bases de solo-cimento no mundo encontra-se no interior de São Paulo (SENÇO, 1996).

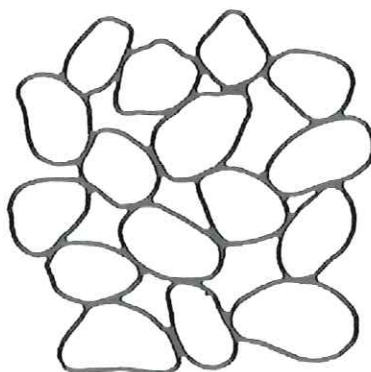
A primeira experiência de campo, no estado de São Paulo, utilizando-se base de solo-cimento, foi realizada na região de Bauru no ano de 1956, em consequência da ausência de solos que possuísse índice de suporte aceitável o uso da camada em questão. Outro agravante foram as poucas pedreiras existentes na região que na ocasião, atendiam à demanda das estradas de ferro. A utilização do solo-cimento como camada de pavimento posteriormente viria resolver o problema da falta de agregados no Oeste Paulista. Atualmente, pode-se considerar que 60% da extensão da rede pavimentada do estado de São Paulo, tem como base e sub-base o solo-cimento (SENÇO, 1996).

O solo-cimento vem sendo usado principalmente na construção de sub-bases de pavimento rígido. Seu uso proporciona o decréscimo nos valores de pressão transmitidas ao subleito e nas deformações nestes produzidas, quando comparados à sub-bases granulares sobre o mesmo carregamento. A tabela 2.1 mostra, o resultado das medidas de consolidação da fundação em sub-bases de pavimentos de concreto estabilizadas com cimento ou não (PITTA, 1998).

**TABELA 2.1 - Consolidação da fundação em sub-bases de pavimento de concreto PITTA (1998)**

Tipo de material	Teor de cimento em massa (%)	com cimento (a) Consolidação total (mm)	Sem cimento (b) Consolidação total (mm)	(b) / (a)
Areia	4,0	0,13	3,56	27,4
Pedregulho de graduação fechada	5,3	0,25	5,60	22,4
Pedregulho de graduação aberta	4,0	0,13	3,30	25,4
Calcário	5,3	1,02	4,32	4,3

Segundo MOURA (1987), a interação entre o cimento e as partículas granulares do solo difere do que ocorre entre o cimento e as partículas finas. Nos solos granulares a cimentação é similar a que ocorre no concreto com a diferença que no solo a pasta de cimento não preenche os vazios do agregado, cimentando apenas os pontos de contato das partículas como mostra figura 2.1.



**FIGURA 2.1 – Cimentação das partículas de solo (Fonte: MOURA, 1987)**

A interrelação entre o cimento e os solos finos é diferente do que ocorre entre os solos granulares. Neste caso, os argilo-minerais são substâncias quimicamente bem menos estáveis que a maioria dos minerais presentes nas frações areia e pedregulho.

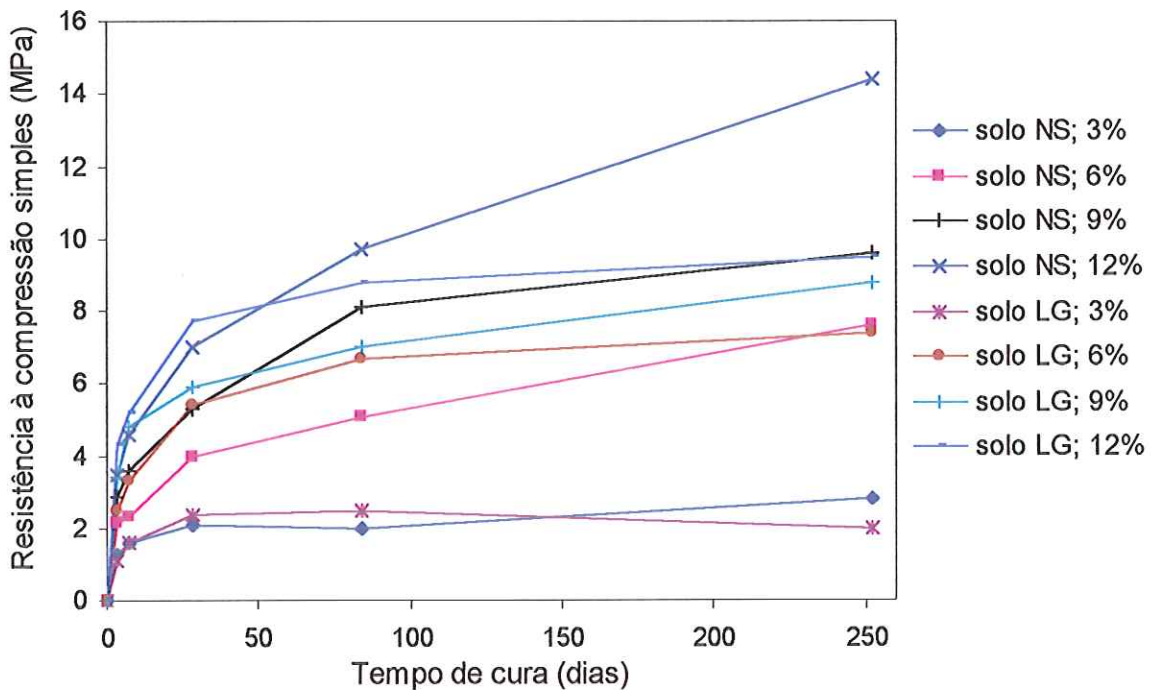
### **2.3.2 Resistência à compressão simples de solo-cimento**

PINTO et al. (1991) avaliaram a resistência à compressão simples de misturas de solo cimento moldadas em condições ótimas de compactação. Foi comparado o desempenho das misturas usando em uma delas um solo saprolítico micáceo de granito e na outra um solo arenoso fino laterítico. Segundo critério HRB os solos tinham a mesma classificação A-4. Conforme metodologia MCT foram classificados como solo NS' (siltoso não laterítico) e o outro como LG' (argiloso laterítico). Foram usados teores de cimento de 3%, 6%, 9% e 12%, e tempos de cura de 3, 7, 28, 84 e 252 dias.

Para cada mistura foram ensaiados três corpos de prova. A energia de compactação utilizada foi próxima da energia normal com os corpos de prova de 5cm de altura e 5cm de diâmetro.



Após a compactação as amostras foram extraídas do molde, embaladas com sacos plásticos e submetidas à cura em câmara úmida. Ao final da cura os corpos de prova foram desembalados e imersos em água por 4 horas antes do ensaio de compressão simples. Os resultados dos ensaios estão apresentados na figura 2.2.



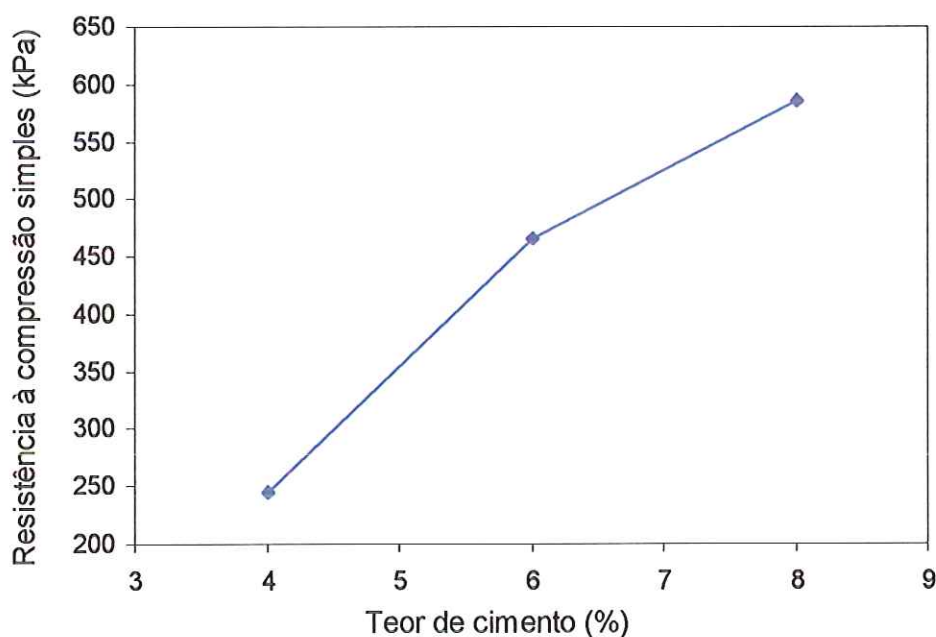
**FIGURA 2.2-Resistência à compressão simples em função do tipo de solo, tempo de cura e teor de cimento (PINTO et al., 1991)**

De acordo com os dados apresentados, os solos lateríticos conduziram a maiores resistências que os solos saprolíticos considerando baixos teores e tempos de cura de até 28 dias. Entretanto, com teores mais elevados e tempos de cura mais longos o oposto foi constatado. O aumento da resistência com teor de cimento foi mais notável nas misturas com solo saprolítico. Constatou-se também que a influência do tempo de cura nos valores de resistência é mais representativo no intervalo de 0 a 3 dias.

ROCHA (1996), avaliou o comportamento mecânico, através do ensaio de compressão simples, de misturas de solo-cimento compostas com um solo classificado como A-7-6 e CL segundo classificações tradicionais, HRB e USCS, respectivamente. Para mistura em questão, foi utilizado como aglomerante o cimento Portland da marca Itaú do tipo CP 32. Os teores utilizados foram de 4, 6 e

8% de cimento em relação ao peso do solo seco. Os corpos de prova foram moldados utilizando-se, na compactação, a energia normal do ensaio de Proctor. As amostras tinham dimensões de 10 cm de diâmetro e 12,71 cm de altura.

Após a moldagem, os corpos de prova foram embalados em sacos plásticos e submetidos ao processo de cura em câmara úmida que na ocasião, mantinha a umidade relativa do ar acima de 90%. Após o período de 7 dias de cura, os corpos de prova foram condicionados à imersão em água por 4 horas antes do ensaio. Posteriormente, as amostras foram submetidas ao ensaio de compressão simples sob o carregamento com velocidade de 1mm/min. A resistência à compressão simples foi obtida pela média da repetição de 6 ensaios para as misturas compostas com 4% de cimento, 9 para as misturas com 6 e 8% de cimento. A figura 2.3 apresenta o acréscimo dos valores de resistência à compressão simples em função das adições de cimento.

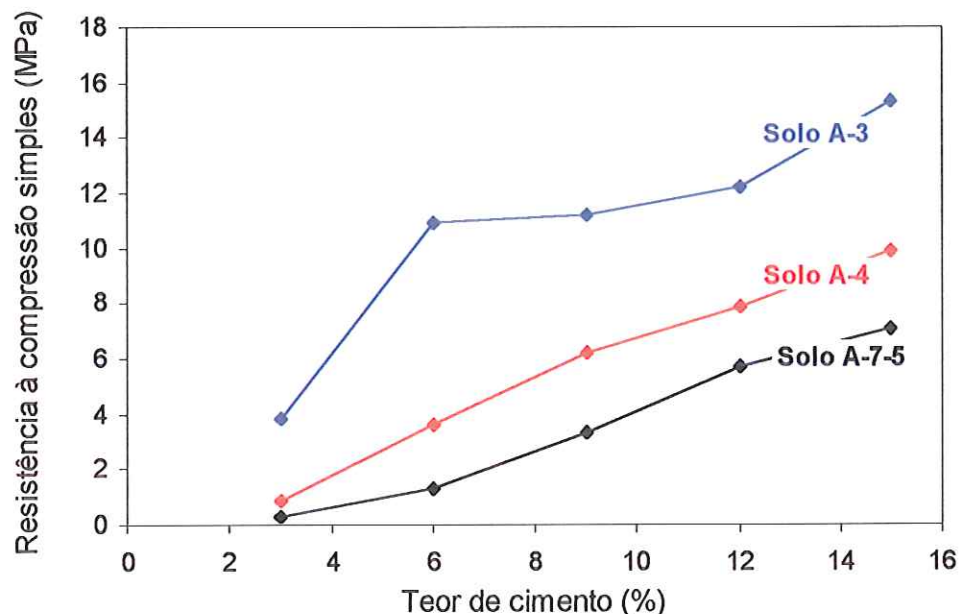


**FIGURA 2.3 – Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento (ROCHA, 1996)**

Segundo ROCHA (1996), o acréscimo nos teores de cimento resultou no aumento de resistência à compressão simples em todos os corpos de prova. O

aumento no teor de cimento de 4 para 6% e 6 para 8% acresceu os valores de resistência da ordem de 90 e 25%, respectivamente.

SILVA (1991), avaliou a resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento compostas com solos classificados como A-4, A-3 e A-7-5, segundo classificação HRB. A velocidade de carregamento utilizada para o ensaio de compressão simples foi de 1,26mm/min. Os teores de cimento utilizados foram de 3, 6, 9, 12 e 15% sendo utilizado apenas um período de cura, 7 dias. Os corpos de prova foram submetidos à imersão por 4 horas antes do ensaio. A figura 2.4 apresenta o crescimento dos valores de resistência à compressão simples em função do teor de cimento e tipo de solo utilizado na mistura.



**FIGURA 2.4 – Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento em função do teor de cimento e tipo de solo (SILVA, 1991)**

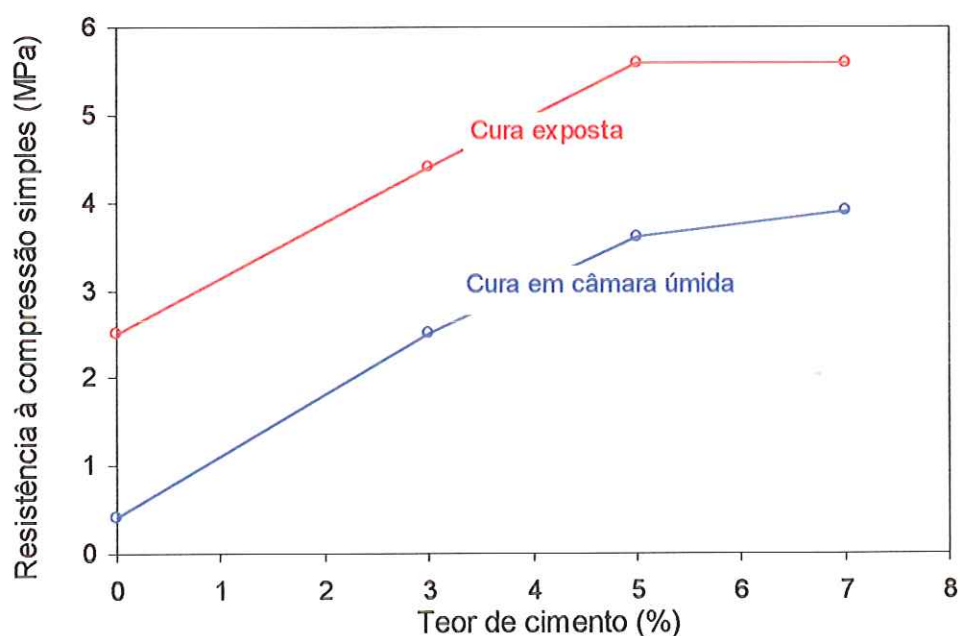
De acordo com os resultados apresentados, o acréscimo na quantidade de cimento resultou no aumento de resistência à compressão simples em todas as misturas. As misturas compostas com solo A-3, quando comparadas as misturas com os solos A-4 e A-7-5, apresentaram respectivamente, resistência 150% e 470% maiores.

Considerando-se todas as misturas envolvidas, o ganho de resistência para o acréscimo dos teores de cimento de 3 a 6, 6 a 9, 9 a 12 e 12 a 15% foram da ordem de 273, 76, 36 e 25%, respectivamente. Portanto, o ganho de resistência



mais representativo foi para o acréscimo do teor de cimento de 3 a 6%. Segundo SILVA (1991), as misturas compostas com os solos A-3 e A-4 apresentaram alta resistência e baixa compressibilidade. Entretanto, as misturas compostas com solos A-7-5 apresentaram baixa resistência e compressibilidade elevada. Para a norma em questão, a porcentagem mínima para as misturas com solos A-3 e A-4 atingirem 2,1 MPa aos sete dias de cura requerem uma porcentagem mínima de 6%. Entretanto, considerando o mesmo critério, para as misturas compostas com solo A-7-5 seria necessário uma porcentagem de 8%.

SAAD et al. (1998) avaliaram a resistência à compressão simples de mistura de solo-cimento. Para a mistura em questão foi utilizado um solo classificado como GP e A-1-a segundo as classificações USCS e HRB, respectivamente. Os corpos de prova foram moldados na  $w_{ot}$  e  $\rho_{dmax}$ . As amostras foram submetidas a 2 tipos de cura: uma os corpos de prova foram embalados em filme plástico e colocados em câmara úmida e a outra as amostras foram expostas a uma temperatura de 21°C sem embalagem com filme plástico. Foi utilizado apenas um período de cura, 7 dias, e teores de cimento de 3, 5 e 7%. A figura 2.5 apresenta a variação de resistência à compressão simples em função do teor de cimento.



**FIGURA 2.5 –** Variação de resistência à compressão simples em função do teor de cimento para o período de cura de 7 dias em câmara úmida e cura exposta a temperatura de 21 °C (SAAD et al., 1998)

Neste estudo, quando se eleva o teor de cimento de 3 para 5%, e de 5 para 7%, o ganho de resistência é da ordem de 44,0 e 8,3%, respectivamente. Conclui-se então que o aumento de resistência com o aumento do teor de cimento é mais efetivo no primeiro intervalo. Observou-se também que o crescimento de resistência com o acréscimo do tempo de cura é aproximadamente linear. Desta forma pode-se, através de interpolação, estimar o teor de cimento necessário para se alcançar o valor de 2,1 MPa aos sete dias de cura.

CERATTI et al. (1983) avaliaram a resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento utilizando, na composição das misturas, três solos classificados como A1-b, A2-4 e A7-5 e SC, SM e CH segundo classificações HRB e USCS, respectivamente. Os teores de cimento utilizados na pesquisa foram de 6, 7 e 13% para os solos A-1-b, A-2-4 e A-7-5, respectivamente. Os corpos de prova tinham dimensões de 10cm de diâmetro e 20cm de altura. As amostras foram curadas por 7, 28 e 90 dias em câmara úmida. A velocidade de carregamento utilizada no ensaio de compressão simples foi de 1,4 mm/min e todos os corpos de prova foram imersos em água durante 24 horas antes do ensaio.

A figura 2.6 mostra a variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura para as misturas utilizadas.

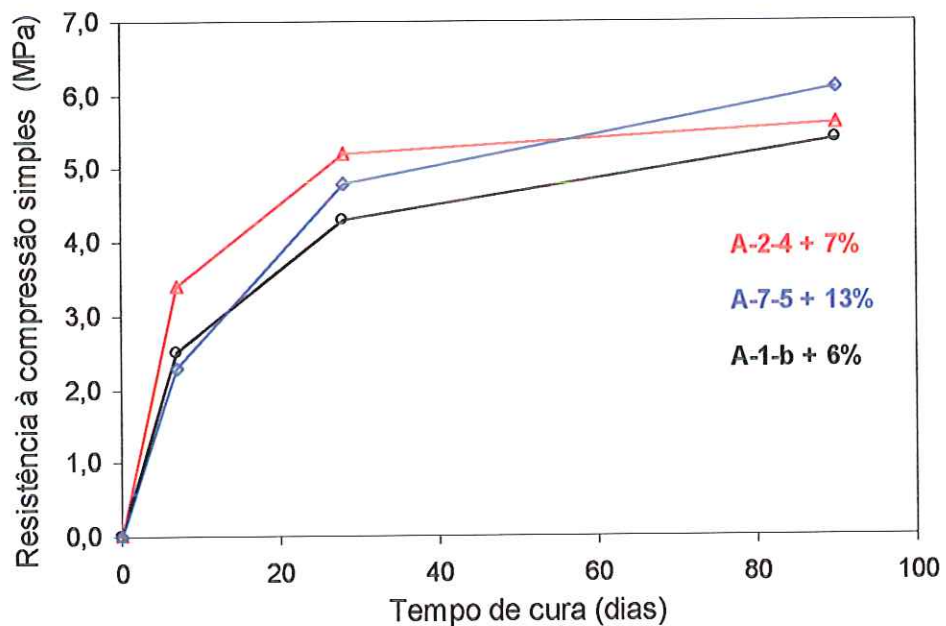


FIGURA 2.6 – Variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cimento (CERATTI et al., 1983)

Analisando-se a figura 2.5, e a evolução da resistência das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, observa-se que, para o intervalo de cura de 0 a 7 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é da ordem de 0,365, 0,485 e 0,340 MPa/dia para misturas constituídas respectivamente, com os solos A-1-b, A-2-4 e A-7-5. No período seguinte, de 7 a 28 dias, o ganho de resistência é da ordem de 0,086, 0,088 e 0,116 MPa/dia, para as misturas tomadas na mesma ordem. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 28 para 90 dias, o ganho é da ordem de 0,016, 0,006 e 0,020 MPa/dia, considerando-se ainda as mesmas misturas. Portanto, o ganho de resistência/dia é mais efetivo para as misturas constituídas com o solo A-1-b até os 7 dias de cura. A partir do sétimo dia de cura as misturas constituídas com o solo A-7-5 passam a ter maior ganho de resistência.

Concluí-se também que, considerando todas as misturas envolvidas, o maior ganho de resistência no período de cura inicial, 0 a 7 dias.

### **2.3.3 Módulo de resiliência de solo-cimento**

ACHAMPONG et al. (1996) avaliaram o módulo de resiliência de misturas de cimento com solos coesivos, produzidos em laboratório, classificados como CL e CH pela USCS. Dois minerais de argila comercialmente disponíveis, caolinita e montmorilonita, foram misturados em laboratório produzindo esses dois tipos de solo. Nesse estudo foi determinada a influência, no módulo de resiliência, da variação de fatores como tensão desvio, teor de umidade na compactação, teor de cimento, período de cura e tipo de solo. Os teores de cimento utilizados na mistura para ambos os solos foram de 4 e 8%. A compactação foi realizada com uma energia próxima da energia normal. Os corpos de prova foram curados por 7 e 28 dias. As figuras 2.8 e 2.9 mostram o efeito do tempo de cura, da tensão desvio e da porcentagem de cimento nos valores dos módulos de resiliência das misturas com solos CH e CL, respectivamente.

De acordo com os resultados, os pesquisadores constataram que o valor do módulo de resiliência cresce de modo inversamente proporcional à tensão desvio aplicada. A mistura com solo CL submetida ao período de cura de 28 dias produziu os maiores valores de módulo de resiliência. O período de cura mais extenso



resultou em valores de  $M_R$  maiores. Os solos CL de baixa plasticidade produziram melhores resultados do módulo de resiliência em relação ao tempo de cura.

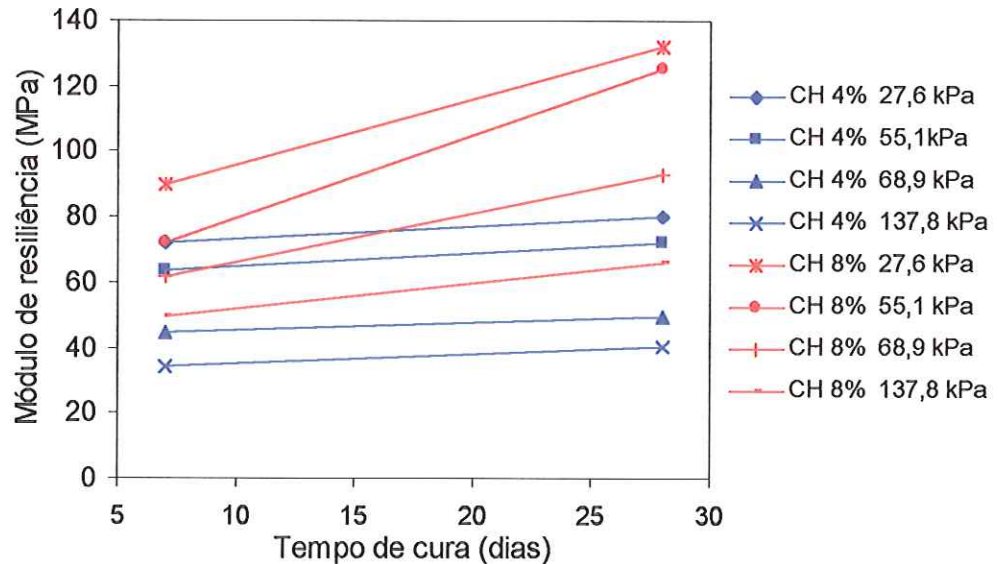


FIGURA 2.7 - Módulo de resiliência, das misturas com solos CH, em função do tempo de cura, tipo de solo, teor de cimento e tensão desvio aplicada (ACHAMPONG et al., 1996)

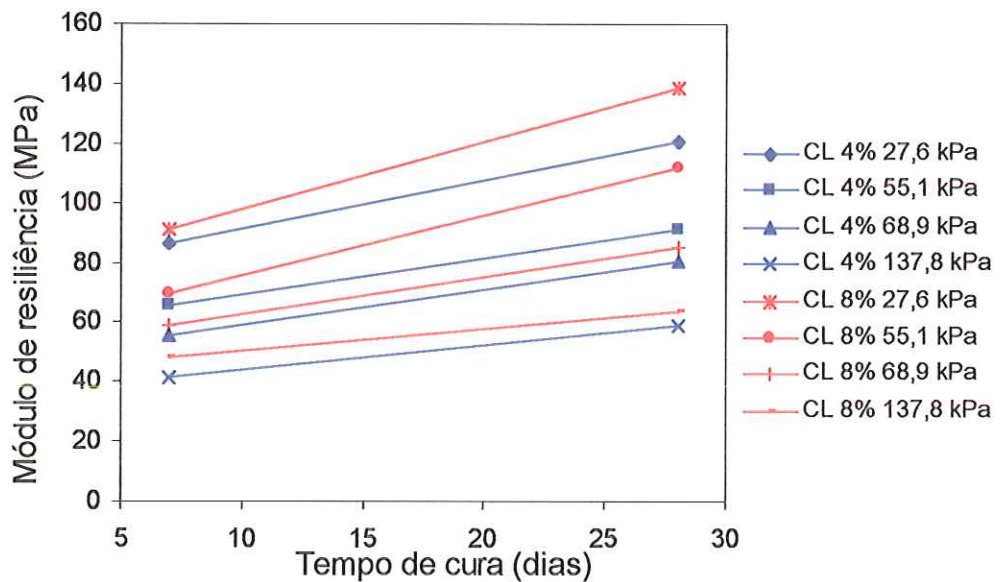


FIGURA 2.8 - Módulo de resiliência, das misturas com solo CL, em função do tempo de cura, tipo de solo, teor de cimento e tensão desvio aplicada (ACHAMPONG et al., 1996)

A figura 2.9 e 2.10 mostram, considerando os tempos de cura de 7 e 28 dias, respectivamente, a variação do módulo de resiliência em função da tensão desvio, tipo de solo e teor de cimento.

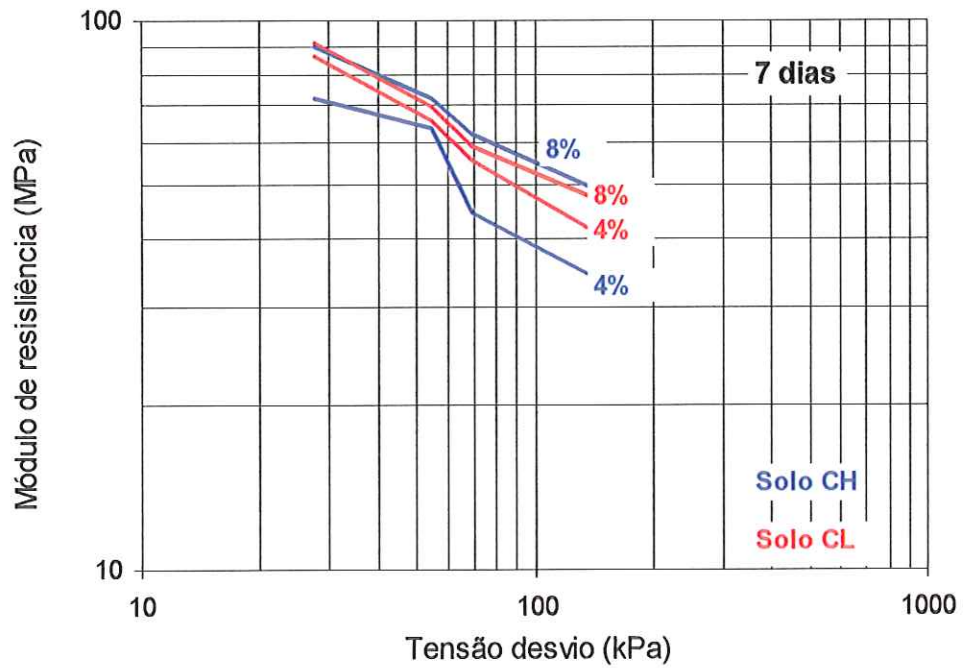


FIGURA 2.9 – Módulo de resiliência em função da tensão desvio, tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo incorporado à mistura para o período de cura de 7 dias (ACHAMPONG et al., 1996)

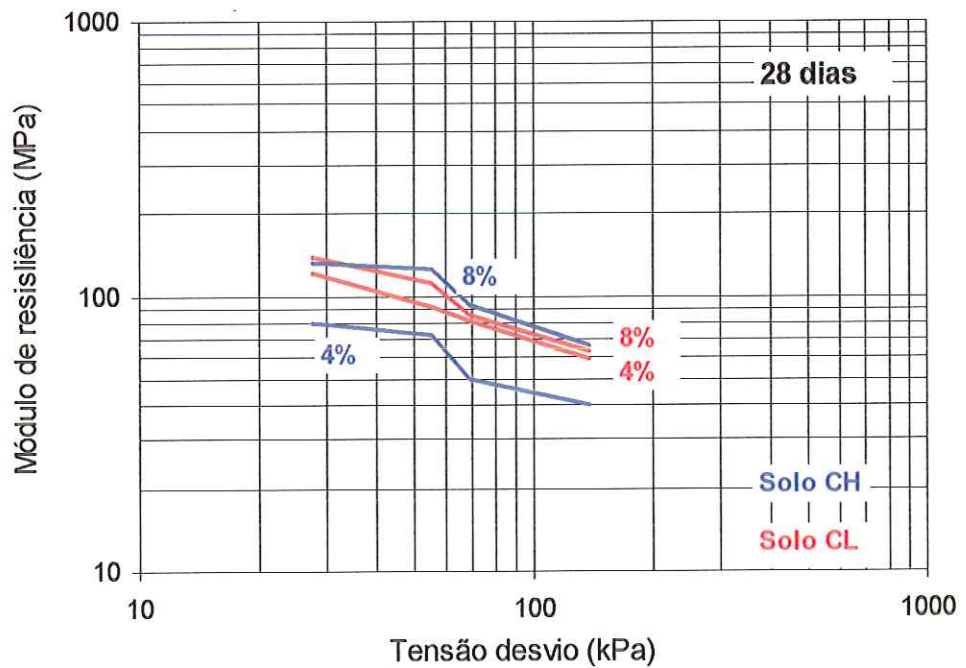


FIGURA 2.10 - Módulo de resiliência em função da tensão desvio, tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo incorporado à mistura para o período de cura de 28 dias (ACHAMPONG et al., 1996)

JAYARATNE (1990) realizou estudos para determinação do módulo de resiliência de misturas de solo-cimento utilizando cinco tipos de solos cujas classificações são mostradas na tabela 2.2. As porcentagens de cimento utilizadas em cada mistura foram de 8, 10, e 12% em relação ao peso do solo seco. Para cada porcentagem foram moldados três corpos de prova com dimensões de 2,08 cm de diâmetro e 10,16 cm de altura. Três umidades foram usadas: o teor ótimo correspondente à massa específica seca máxima e 1,5% e 3,0% acima deste. A compactação foi realizada de maneira a se obter 95% da densidade seca máxima conforme critério da AASHTO T-99. Os corpos de prova foram envolvidos com filme plástico e curados por um período de 24 horas, confinados em uma caixa a uma temperatura constante de 25°C.

**TABELA 2.2 - Classificação dos solos (JAYARATNE, 1990)**

Solo	01	02	03	04	05
Massa específica seca máx.(lbs/ft <sup>3</sup> )	108,0	98,0	97,2	115,0	97,3
Umidade ótima (%)	16,0	22,0	23,0	15,0	23,0
Classificação AASHTO	A-4	A-4	A-5	A-6	A-7-5
Classificação USCS	SM	ML	ML	SC	CH

No ensaio do módulo de resiliência, na fase de condicionamento foram utilizadas cargas de 6,8; 13,6; 20,4; 22,6; e 34,0 kgf e pressão de confinamento zero com 1000 repetições de carga. Na fase posterior, as cargas desvios nos testes foram 6,8; 13,6; 20,4; 27,2; 34,0; 45,3; 68,0 e 90,7 kgf com pressões de confinamento de 0, 20,6 e 41,2 kPa. As deformações resilientes foram medidas logo após 200 aplicações de carga para cada uma das tensões desvios.

De acordo com os resultados, o módulo de resiliência das misturas com solos de granulometria fina, A-6 e A-7-5, sempre aumenta quando há crescimento da pressão de confinamento e decréscimo da tensão desvio. Para solos de granulometria mais grossa, A-5 e A-4, o módulo de resiliência também aumenta com o crescimento da pressão de confinamento. Entretanto, com o decréscimo da tensão desvio, a partir de valores de aproximadamente 137,89 kPa, o valor do módulo de resiliência diminui. Constatou-se também que o efeito da pressão de confinamento no módulo de resiliência geralmente diminui com o acréscimo da tensão desvio em todas as misturas. Em todos os ensaios o módulo de resiliência diminuiu com o aumento do teor de umidade em relação a umidade ótima.



LOTFI & WITCZAK (1985) avaliaram o módulo de resiliência de misturas de solo cimento utilizando três tipos de solos, A-2; A-3 e A-2-4, segundo a classificação HRB. Após encontrar o teor de cimento ideal, utilizaram-se no estudo mais outros dois teores com acréscimos de 1,5% e 3,0% em relação ao teor ótimo de cimento. Para a determinação da energia de compactação exigida para 97% de nível de densidade segundo critério da AASHO-134, foram feitos três ensaios de compactação em três energias diferentes. Os corpos de prova, mantidos em câmara úmida a uma temperatura de 21°C, foram submetidos aos períodos de cura de 7 e 28 dias.

Três fatores foram investigados no estudo: a tensão desvio, a frequência de carga e o número de repetições de carga. As amostras, com dimensões de 10,16 cm de diâmetro e 20,32 cm de altura, foram submetidas ao ensaio do módulo de resiliência com combinações de cinco níveis de tensões (entre 0,27 e 2,2 MPa), três repetições de carga (200, 300 e 400) e três frequências (4, 8, e 16Hz). Os valores do módulo de resiliência das misturas estão apresentados na figura 2.11.

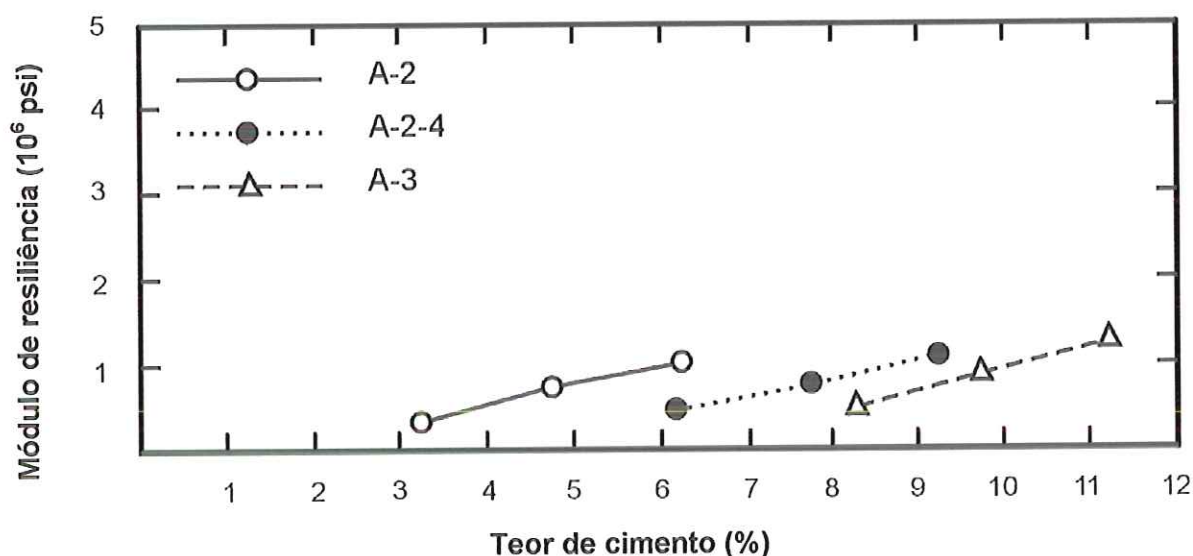


FIGURA 2.11 - Variação do módulo de resiliência pelo teor de cimento e tipo de solo utilizado na mistura (LOTFI & WITCZAK, 1985)

Pelos resultados obtidos constatou-se que a mistura com solo A-3 proporcionou o maior valor do módulo de resiliência em função do teor de cimento. Considerando o mesmo teor de cimento para misturas com os solos A-2-4 e A-2, este último apresentou melhores resultados.

CERATTI et al. (1983) realizou ensaios de resiliência de misturas de solo melhorado com cimento constituídas com três tipos de solos. Suas classificações HRB e USCS encontram-se listadas na tabela 2.3. O cimento utilizado em todas as misturas foi do tipo CP 320 fornecido pela ABCP. As amostras tinham dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Foi incorporado o teor de cimento de 2% para todas as misturas como mostra tabela 2.3. As amostras foram submetidas aos períodos de cura solta por 0, 24, 72 e 120 horas. Estas amostras não sofreram imersão em água antes do ensaio.

**TABELA 2.3 - Classificação dos solos (CERATTI, 1983)**

Solo	01	02	03
HRB	A-1-b	A-2-4	A-7-5
USCS	SC	SM	CH
Teor de cimento	2%	2%	2%

Para as amostras composta com os solos 1 e 2, foi correlacionado o  $M_R$  com a pressão de confinamento segundo a expressão  $M_R = k_1 \sigma_3 k_2$ . A tabela 2.4 mostra os parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  destas amostras, bem como seus coeficientes de correlação.

**TABELA 2.4 – Parâmetros de resiliência das amostras compostas com os solos 1 e 2**

Solo	Cura (horas)	$K_1$	$k_2$	$R^2$
1	$s^{(1)}$	4200	0,70	0,97
	0	4400	0,81	0,92
	24	8200	0,79	0,93
	72	6600	0,67	0,89
	120	8400	0,72	0,93
	2	$s^{(1)}$	6300	0,62
0		3700	0,16	0,93
24		6000	0,31	0,89
72		5700	0,27	0,95
120		4300	0,35	0,87

<sup>(1)</sup> solo sem adição de cimento

Os pesquisadores constataram que, considerando a mistura composta com solo 1, a adição de cimento melhorou as características resilientes do material, embora a sensibilidade às pressões confinantes tenham permanecido. Segundo os pesquisadores, estas sensibilidades, representada por coeficientes  $k_2$  maiores que 0,5 indica que deve-se evitar pressões confinantes baixas, reduzindo-se a espessura da camada e utilizar subleitos de boa qualidade,  $CBR > 10\%$ . Para a mistura com solo 2, houve uma redução da sensibilidade às pressões confinantes

com a adição de cimento, com posterior redução do grau de resiliência nas 24 horas seguintes de cura.

A tabela 2.5 apresentam as correlações entre tensão desvio e módulo resiliente e parâmetros encontrados segundo o modelo adotado para misturas compostas com o solo 3.

**TABELA 2.5 - Parâmetros de resiliência das amostras compostas com o solo 3**

$M_R = k_2 + k_3 [k_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)]; k_1 > (\sigma_1 - \sigma_3)$ $M_R = k_2 + k_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - k_1]; k_1 < (\sigma_1 - \sigma_3)$				
Cura (horas)	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$K_4$
$s^{(1)}$	0,90	8000	30400	-7500
0	0,87	11200	21300	-5400
24	0,76	19800	90000	-7800
72	0,87	23600	128200	-8300
120	0,65	22800	180000	-8400

<sup>(1)</sup> solo sem adição de cimento

Os pesquisadores verificaram que este material com finos lateríticos apresentaram elevados valores de módulos resilientes, sendo que a adição de resultou uma redução no grau de resiliência que se desenvolve nas primeiras 72 horas. CERATTI et al. (1983) constataram também que o  $M_R$  decresce com o aumento da tensão desvio.

CERATTI (1991) realizou ensaios de compressão diametral em misturas de solo cimento constituídas com três tipos de solos do estado de São Paulo. Suas classificações HRB e MCT encontram-se listadas na tabela 2.3. O cimento utilizado em todas as misturas foi do tipo CP 320. Os teores de cimento incorporados as misturas foram de 6%, 8% e 8% correspondendo a cada tipo de solo como mostra tabela 2.6. Os ensaios de compactação foram realizados conforme norma NBR 7182 da ABNT. Foram moldados 15 corpos de prova para cada mistura com dimensões de 5,0cm de diâmetro e 10,16cm de altura.

**TABELA 2.6 - Classificação dos solos (CERATTI, 1991)**

Solo	01	02	03
HRB	A1-B	A2-6	A2-6
MCT	NA	LA'	NA'
Teor de cimento	6%	8%	8%



Após a compactação, os corpos de prova foram armazenados por 24 horas em câmara úmida no interior do molde de compactação e envoltos em saco plástico. Após esse período, os corpos de prova foram extraídos do molde e receberam um banho de cera de abelha. Foram então colocados em câmara úmida por um período de cura de 90 dias.

A tabela 2.7 apresenta o módulo de resiliência médio das misturas 1, 2 e 3, determinados a partir dos resultados dos ensaios de fadiga à compressão diametral e resistência à tração por compressão diametral.

**TABELA 2.7 - Módulo de resiliência e resistência à tração das misturas (CERATTI, 1991)**

Mistura	Resistência à tração (MPa)	M <sub>R</sub> (MPa)
01	1,07	10260
02	0,92	8280
03	0,60	6040

Constatou-se que as misturas de granulometria mais fina apresentaram velocidades de propagação de fissuras menores que as de granulometria mais grossa. A mistura 02, com solo laterítico, apresentou resistência à tração por compressão diametral 53% maior do que a da mistura 03, solo saprolítico de arenito. O módulo de resiliência médio obtido a partir dos ensaios de fadiga sob compressão diametral da mistura 02 foi 41% maior do que o da mistura 03.

## 2.4 FOSFOGESSO E CIMENTO

### 2.4.1 Introdução

O fosfogesso ou gesso químico é um subproduto resultante do processo de fabricação do ácido fosfórico, principal componente na fabricação de adubos fosfatados. Quimicamente, a fórmula do fosfogesso é idêntica a do gesso natural ( $\text{CaSO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ). O coeficiente  $n$  indica as modificações do processo úmido de produção do fosfogesso e pode assumir três valores distintos. Quando  $n = 2$  o fosfogesso será do tipo di-hidratado,  $n = 1/2$  fosfogesso hemi-hidratado e  $n = 0$  será anidro. O processo de formação do fosfogesso é descrito pela seguinte equação:



A produção em larga escala desse material gera grandes volumes de estoque, que associado ao problema de sua composição química caracterizar-se pela presença de elementos poluentes como arsênio, bário, chumbo, cromo, rádio e urânio, levou a preocupação de se utilizar o fosfogesso em algumas áreas de aproveitamento, dentre elas destaca-se o uso na construção rodoviária.

O fato do fosfogesso compactado não ser estável frente à ação da água e a necessidade de se ter mais teor de fosfogesso na mistura estabilizada, são fatores que levam ao estudo do comportamento das misturas de fosfogesso e cimento.

#### **2.4.2 Resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso e cimento**

GREGORY et al. (1984) realizaram estudos de misturas compostas com fosfogesso di-hidratado (D-H) e cimento nas porcentagens de 3%, 6% e 10%, compactadas na energia do Proctor modificado. Observou-se que os valores da resistência à compressão simples aumentam à medida que o teor de cimento e o tempo de cura aumentam. Segundo estes autores, nas argamassas convencionais de cimento e areia, os valores da resistência à compressão simples exigidos para um tempo de cura de 7 dias devem estar compreendidos entre 200 psi (1,38 MPa) e 300 psi (2,07 MPa). Observou-se, para a totalidade das misturas de fosfogesso e cimento com o tempo de cura de 7 dias, valores superiores a 200 psi (1,38 MPa).

LIN apud TAHA & SEALS (1991) estudou os efeitos de diferentes condições de cura nos valores da resistência à compressão simples para as misturas contendo 90% de fosfogesso e 10% de cimento. Para tal finalidade os corpos de prova foram deixados curar por um período de 28 dias levando-se em consideração três condições diferentes de cura: secas ao ar, envolvidas em filme plástico e imersas em água por um período de 48 horas prévias ao ensaio.

No referido estudo, os corpos de prova foram compactados na energia do Proctor normal e do Proctor modificado. Observou-se que o valor da resistência à



compressão simples depende da energia de compactação, como também das condições de cura dos corpos de prova. Comparando-se os valores da resistência à compressão simples para condições de cura idênticas, mas variando-se as energias de compactação, nota-se que os corpos de prova moldados na energia do Proctor modificado têm valores de resistência à compressão simples em torno de 128% maiores que aqueles moldados na energia do Proctor normal.

GERRITY et al. (1994) estudaram a resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso e cimento com teores de cimento entre 8, 10 e 12%. Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio com carregamento de velocidade constante de 1,3 mm/min. Foram usadas duas energias, uma próxima a normal e a outra com 95% da energia relativa à do Proctor modificado. Os períodos de cura foram de 7 e 28 dias. O comportamento das misturas de fosfogesso e cimento foram comparados com o comportamento das misturas de cimento e areia de rio. Os valores de resistência à compressão simples de alguns corpos de prova estão listados na tabela 2.8.

**TABELA 2.8 - Resistência à compressão simples (GERRITY et al., 1994)**

Material	Média de resistência à compressão simples (kPa)	Desvio padrão (kPa)
12% Cp, Fg, normal, 7 dias	452	48
10% Cp, Ar, normal, 7 dias	917	131
12% Cp, Fg, 95% modificado, 7 dias	2331	338
12% Cp, Fg, 95% modificado, 28 dias	3082	385
10% Cp, Ar, 95% modificado, 7 dias	1469	210
10% Cp, Ar, modificado, 7 dias	1489	152

\* Cp-cimento portland; Ar-areia de rio; Fg-fosfogesso

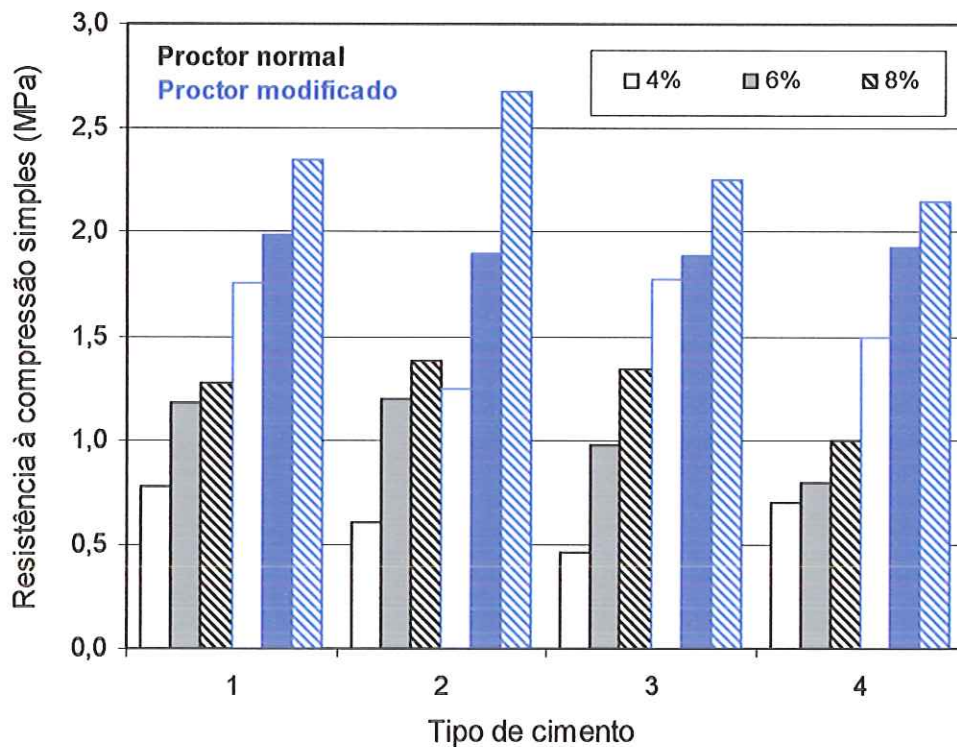
Pelos resultados apresentados na tabela 2.8 conclui-se que todas as misturas de fosfogesso e cimento compactadas com 95% da energia modificada e teor de cimento de 12% proporcionaram uma resistência à compressão simples superior a 2,1MPa, resistência mínima para 7 dias de cura conforme ABNT (NB-1336, 1990). As misturas de areia de rio com 10% de cimento, compactadas na energia normal e curadas no período de 7 dias mostraram uma resistência à compressão simples 49,3% acima das misturas de fosfogesso e 12% de cimento compactadas e curadas nas mesmas condições.

ONG et al. (1994) estudaram a resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso e cimento utilizando quatro diferentes tipos de cimento. Os



teores de cimento utilizados foram de 4, 6 e 8%. Os corpos de prova, envolvidos em filme plástico, foram curados por períodos de 7, 28, 56, 90 e 180 dias. Após a cura, foram imersos em água por quatro horas antes do ensaio de compressão simples. As energias de compactação utilizadas foram a normal e a modificada do ensaio de Proctor. Os valores de resistência à compressão simples no período de cura de 7 dias são apresentados na figura 2.12.

No estudo foi constatado que os aumentos dos teores de cimento, da energia de compactação e do tempo de cura provocaram um aumento da resistência à compressão simples. O acréscimo nos valores de massa específica seca máxima aumentaram os valores de resistência a compressão simples. As misturas com cimento de resistência moderada à sulfatos resultaram em maiores valores de resistência à compressão simples.



01 – cimento portland comum; 02 – cimento portland de resistência moderada à sulfatos; 03- cimento portland com baixos teores de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ); 04 – cimento portland de alta resistência à sulfatos.

**FIGURA 2.12 - Resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso e cimento, em função dos teores e tipos de cimento, submetidas ao período de cura de 7 dias (ONG et al., 1994)**

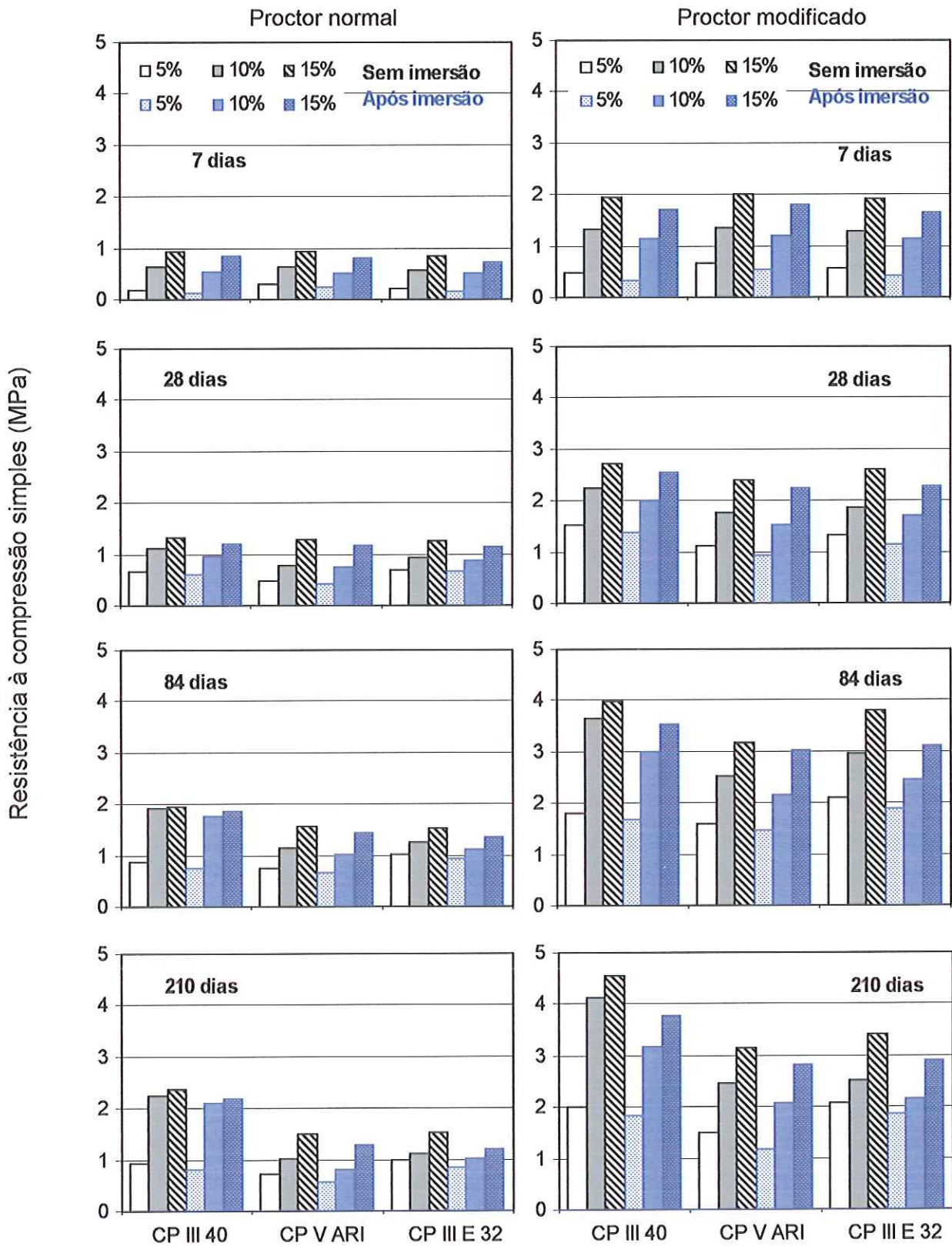
SILVESTRE et al. (2001) avaliou a influência do tipo de cimento na resistência e deformabilidade das misturas de fosfogesso e cimento. Para a composição das misturas, o fosfogesso foi misturado com 5%, 10% e 15 % de cada tipo de cimento, em relação à massa seca de fosfogesso, levando-se em conta a umidade higroscópica dos dois materiais. Foram utilizadas duas energias: normal (PN) e modificada (PM). Os corpos de prova tinham dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura foram compactados estaticamente em três camadas. A metade das amostras foi ensaiada sem imersão e a outra metade após imersão prévia em água por 4 horas. O processo de cura dos corpos de prova, devidamente identificados e embalados em filme plástico, consistiu em mantê-los em uma câmara úmida, com umidade relativa do ar controlada por períodos de 1, 3, 7, 28, 84 e 210 dias. A figura 2.13 mostra os valores de resistência das misturas de fosfogesso e cimento compactadas nas energias normal e modificada e ensaiadas sem imersão e após imersão em água.

Os pesquisadores concluíram que, abstraindo-se o efeito do tempo de cura, comprovadamente marcante em misturas cimentadas, constatou-se que a energia de compactação é a variável com maior influência no comportamento mecânico da mistura. Seguem-se, em ordem decrescente, a influência do teor de cimento, da imersão em água e do tipo de cimento. Destaca-se que a influência destas variáveis dão-se segundo padrões muito semelhantes no tocante à resistência e à deformabilidade.

Os corpos de prova ensaiados após imersão em água apresentaram queda da resistência se comparados com corpos de prova ensaiados sem imersão. Todas as misturas curadas por 1 dia e aquelas constituídas com 5% de cimento e curadas durante 3 dias desintegraram-se frente a imersão em água. As demais, apesar da diminuição da resistência permaneceram estáveis, não se desintegrando.

Em todos os casos, valores crescentes de energia de compactação e teor de cimento conduziram a maiores valores de resistência.





**FIGURA 2.13 - Resistência das misturas de fosfogesso e cimento em função do tipo de cimento, tempo de cura, compactadas nas energias normal e modificada e ensaiadas sem imersão e após imersão em água (SILVESTRE et al., 2001)**



TAKEDA (1998) avaliou a resistência à compressão simples de misturas de fosfogesso di-hidratado e cimento. O tipo de cimento utilizado foi o CP II – F-32. Os teores de cimento nas misturas foram de 7, 10, 12 e 15%. Os corpos de prova, com dimensões de 5cm de diâmetro e 5cm de altura, foram submetidos aos períodos de cura de 7, 14, 28 e 84 dias. Foram utilizadas as energias de compactação correspondentes a normal e intermediária do ensaio de Proctor. Os ensaios de compressão simples foram realizados em duas condições, uma sem imersão e outra após a imersão em água durante 4 horas antes do ensaio.

De acordo com os resultados apenas as misturas com teores de cimento acima de 12% e compactadas na energia intermediária conduziram aos limites resistência de 2,1MPa aos sete dias, concordando com a norma de solo-cimento (ABNT 1992). Misturas com teores acima de 10% de cimento compactadas na energia normal e todas as misturas compactadas na energia intermediária satisfizeram a condição de 1,0 MPa aos 7 dias. Apesar da norma de solo-cimento (ABNT) estabelecer uma resistência mínima à compressão simples de 2,1MPa aos 7 dias de cura, segundo PITTA (1997), existem no Brasil pavimentos executados com solo cimento que apresentam resistência aos 7 dias de 1,0 MPa.

O aumento da resistência à compressão simples ocorreu com aumento do teor de cimento, tempo de cura, e aumento da energia de compactação. As resistências sob condições imersas foram geralmente 8% menores que as não imersas, independente do tempo de cura e teor de cimento. Takeda (1998) avaliou também a influência do pH do fosfogesso na resistência a compressão simples constatando que, quanto mais ácido for o fosfogesso menores foram os valores de resistência à compressão simples.

#### **2.4.3 A influência do tipo de cimento na resistência e expansibilidade de misturas de fosfogesso e cimento**

TAHA et al. (1992) estudaram a influência do tipo de cimento sobre a resistência à compressão simples e expansibilidade de misturas com fosfogesso di-hidratado. Foram usadas as energias normal e modificada, 3 tipos de cimentos provenientes de 6 fabricantes distintos e um único teor (10%) de cimento na mistura.

Estes autores observaram que existe um aumento nos valores de expansão das misturas com o aumento no teor  $C_3A$  do cimento. Os maiores valores de expansão foram observados nas misturas com o cimento do Tipo I (Citadel Demopolis), que apresenta 11% de  $C_3A$ , e os menores em misturas com cimento do Tipo II (Lone Star), que apresenta 0% de  $C_3A$ . Observações através de microscopia eletrônica indicaram a formação de cristais de etringita nas misturas de fosfogesso e cimento do Tipo I (Citadel Demopolis).

A influência do tipo de cimento sobre a massa específica seca máxima, umidade ótima e resistência à compressão das misturas de fosfogesso e cimento foi estudada por ONG et al.(1994). Nesse estudo foram usadas as energias normal e intermediária e 4 tipos diferentes de cimento. Os resultados mostraram um comportamento padrão, com a resistência à compressão simples aumentando com o teor de cimento, mas variando em função do tipo de cimento. Observou-se, a partir de ensaios de expansão, que o aumento no teor de  $C_3A$  implica em aumento dos valores de expansão, correspondendo a uma diminuição nos valores de resistência à compressão simples.

CHANG & MANTELL (1990) apresentam o primeiro projeto de pesquisa de campo, iniciado em Junho de 1983, com misturas de fosfogesso e cimento. Nesse projeto construiu-se uma pista experimental em via urbana, na cidade de La Porte, Texas, dividida em 7 seções de estudo, sendo 3 de fosfogesso estabilizado com cimento, 2 de fosfogesso e cinza volante, e 2 seções de controle executadas com pedra britada. A estrutura dos pavimentos construídos consistia de uma sub-base de 15,24 cm (6") estabilizada com cal, seguida de uma base de 20,32 cm (8") e um revestimento superficial duplo. A espessura das camadas era constante para todas as seções, variando-se apenas o tipo de material da base. As três seções executadas com base de fosfogesso foram estabilizadas com teores de cimento iguais a 5%, 7,5% e 10%. As seções construídas eram avaliadas periodicamente com o uso do equipamento *Dynaflect* como parte de um estudo de 4 anos realizado pelo Instituto de Transportes da *Texas A&M University*. Os autores salientam que a espessura de base instalada em todos os casos foi de 20,32 cm (8").

CROCKFORD et al. apud TAHA & SEALS (1991), após os 4 anos de avaliação da referida pista experimental, concluíram que a seção estabilizada com



5% de cimento teve desempenho superior a todas as outras seções, baseado nos resultados de deflexão máxima, expansibilidade e espessura efetiva. O uso de teores de cimento do Tipo I (cimento comum) acima de 5% teve um efeito danoso. Problemas construtivos ou o teor de  $C_3A$ , ou ainda uma combinação entre esses dois fatores, provavelmente foram a causa do efeito danoso. Em projetos futuros, o uso de um cimento do Tipo II (moderada resistência a sulfatos) poderia melhorar o desempenho das misturas, segundo os autores.

#### **2.4.4 Módulo de resiliência de misturas de fosfogesso e cimento**

GERRITY et al. (1994) avaliaram o módulo de resiliência de fosfogesso e cimento. Segundo o sistema de classificação da AASHTO, o fosfogesso foi caracterizado como um material siltoso A-4 não plástico e pelo sistema USCS como ML. Para o ensaio, as amostras tinham as dimensões de 5,08cm de diâmetro e 10,16cm de altura e curadas por dois períodos, 7 e 28 dias. Os teores de cimento utilizados foram de 8 , 10 e 12%. Foram moldados três corpos de prova para cada mistura e submetidos às cargas repetidas equivalentes a 30% da resistência à compressão simples do item 2.4.2. Os ensaios foram realizados em condições não imersas. O comportamento das misturas de fosfogesso e cimento foram comparados com o comportamento das misturas de cimento e areia de rio. A tabela 2.6 mostra os valores do módulo de resiliência de alguns corpos de prova compactados utilizando-se às energias normal e modificada. Os períodos de cura utilizados foram de 7 e 28 dias.

Pelos resultados conclui-se que as misturas de fosfogesso com 12% de cimento compactadas na energia normal e curadas no período de 7 dias conduziram a valores de módulo de resiliência bem próximos das misturas de areia de rio com 10% de cimento compactadas também na mesma energia e curadas por 7 dias.



**TABELA 2.9 -Módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento (GERRITY et al., 1994)**

Material	Média do Módulo de Resiliência (MPa)	Desvio padrão (MPa)
12% Cp, Fg, normal, 7dias	283	52
10% Cp, Ar, normal, 7 dias	276	15
12% Cp, Fg, 95% modificado, 7 dias	1014	62
12% Cp, Fg, 95% modificado, 28dias	1655	75
10% Cp, Ar, 95% modificado, 7 dias	435	61
10% Cp, Ar, modificado, 7 dias	441	48

\*Cp-cimento portland; Ar-areia de rio; Fg-fosfogesso

As misturas de fosfogesso com 12% de cimento compactadas na energia modificada e curadas por um período de 28 dias resultaram em módulo de resiliência 61,3% maior que aquelas curadas por um período de 7 dias com os mesmos teores de cimento e período de cura de 7 dias.

Segundos os pesquisadores, os critérios de resistência da AASHTO para materiais estabilizados com cimento podem ser satisfeitos com misturas de fosfogesso e cimento quando compactados na energia do Proctor modificado. O fosfogesso estabilizado com cimento pode ser usado efetivamente como base de pavimento de rodovias de tráfego secundário desde que, sejam satisfeitas algumas características como: teor de cimento, compactação adequada e drenagem segura. O aumento do teor de cimento nas mistura acarreta um aumento no módulo de resiliência.

PERICLEOUS & METCALF (1996) avaliaram o módulo de resiliência de misturas de fosfogesso e cimento usando teores de cimento compreendidos no intervalo de 4 a 12%. Os corpos de prova com diâmetro de 50mm e altura de 100mm foram curados por período variando entre 3 e 84 dias. Na compactação foi usado o sistema de compressão estática, compactando-se o material na umidade ótima e massa específica seca máxima no ensaio de Proctor, na energia normal.

Foram analisados a variação do módulo de resiliência das misturas em função do tempo de cura, teor de cimento, massa específica seca máxima e teor de umidade na compactação. A partir dos resultados obtidos, foram levantadas regressões lineares envolvendo o módulo de resiliência e teores de cimento, massa específica, umidade e tempo de cura. A tabela 2.10 apresenta valores de módulo de resiliência obtidos a partir das regressões citadas.

**TABELA 2.10 - Módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento (PERICLEOUS & METCALF, 1996)**

Teor de cimento(%)	Densidade seca máxima (kN/m <sup>3</sup> )	Teor de umidade (%)	Tempo de cura (dias)	Módulo de resiliência (MPa)
8	14,3	18	7	239
5	14,3	18	7	238
7	14,3	18	7	254
12	14,3	18	7	310
8	14,3	18	3	223
8	14,3	18	28	276
8	14,3	18	84	285

Constatou-se que o aumento do módulo de resiliência é diretamente proporcional ao aumento do teor de cimento, da massa específica seca máxima e do tempo de cura. O teor de cimento ideal para as misturas está no intervalo entre 4 e 12%. Teores de cimento acima destes valores tornariam a construção do pavimento anti-econômica. O aumento no teor de umidade resultou no decréscimo no módulo de resiliência. Os resultados experimentais permitiram que se estabelecesse a relação descrita em seguida ( $R^2=0,54$ ):

$$M_R = 213,98 + 15,84 \ln(t) + 0,79.C.D - 4,65.w$$

onde,

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa)

t - tempo de cura (dias)

C - % de cimento

D - peso específico seco (kN/m<sup>3</sup>)

w - umidade (%)

## CAPÍTULO 3

### MATERIAIS E MÉTODOS

---

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os materiais utilizados na pesquisa, sendo descrita a origem dos solos e do fosfogesso que compõem as misturas estabilizadas com cimento. Têm destaque também, resultados dos ensaios de caracterização, classificação geotécnica e análise química destes materiais.

Em seguida, justifica-se a escolha das composições das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento, e o procedimento observado na preparação dos corpos de prova a serem ensaiados para determinação do comportamento mecânico das misturas.

Finalmente, apresentam-se os equipamentos e a técnica empregada nos ensaios triaxiais cíclicos, compressão simples e diametral e a metodologia para a análise dos resultados obtidos na fase experimental do trabalho.

#### 3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

##### 3.2.1 Solos

Foram utilizados 2 solos para a composição das misturas de solo-cimento.

##### 3.2.1.1 Escolha dos solos

O critério para escolha dos dois solos utilizados na pesquisa foi de que ambos deveriam pertencer a uma mesma classe, segundo as classificações tradicionais, HRB (*Highway Research Board*) e USCS (*Unified Soil Classification System*), e deveriam apresentar, respectivamente, comportamentos laterítico e não laterítico, segundo a classificação MCT.



Inicialmente, foram coletadas vinte amostras de solos provenientes de diferentes locais e perfis da região de São Carlos – SP. Estas vinte amostras foram então submetidas a ensaios para a determinação das suas massas específicas dos grãos (DNER-ME 93-64) e curvas granulométricas (DNER-ME 80-94). Após as análises das vinte curvas granulométricas, foram escolhidas seis amostras de solos que apresentavam composições granulométricas muito semelhantes.

Em seguida, foram obtidos os limites de consistência destes materiais, permitindo-se, classificá-los segundo as classificações HRB e USCS. Para determinação dos limites de consistência foram desenvolvidas as atividades descritas nas normas DNER-ME 44-71 e DNER-ME 82-63 relativas à determinação do limite de liquidez e plasticidade, respectivamente. Finalmente, foram realizados os ensaios preconizados na metodologia MCT por NOGAMI & VILLIBOR (1995) e assim, obtidos as suas respectivas classificações segundo a metodologia em questão. Os ensaios de mini MCV e perda de peso por imersão são os parâmetros básicos para determinação da classificação segundo a metodologia MCT. Estes ensaios foram executados de acordo com as normas: “Solos Compactados com Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão”, DNER-ME 256/94; “Solos Compactados em Equipamentos Miniatura-Mini-CBR e Expansão”, DNER-ME 254/94; e Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT”, DER 196-89. A tabela 3.1 mostra os resultados dos seis solos escolhidos nesta fase da pesquisa.

**TABELA 3.1 - Classificações dos seis solos escolhidos na 1ª fase da pesquisa**

Amostras	Limites de consistência		Classificações		
	LL (%)	IP (%)	HRB	USCS	MCT
1	34,0	12,6	A-2-6	SC	LA'
2	37,5	13,5	A-2-6	SC	NA'
3	32,9	12,3	A-2-6	SC	NA'
4	NP <sup>(1)</sup>	NP <sup>(1)</sup>	A-2-4	SM	LA
5	43,5	15,8	A-7-6	SC	NS'
6	36,0	22,6	A-6	SC	LA'

<sup>(1)</sup> Solo não plástico

Analisando-se os resultados apresentados na tabela 3.1, foram escolhidos para o desenvolvimento da pesquisa os solos 1 e 2, classificados respectivamente como LA' e NA', pela classificação MCT. Pelas classificações tradicionais, ambas pertencem aos grupos A-2-6 (HRB) e SC (USCS).

### 3.2.1.2 Locais de coleta dos solos escolhidos

Escolhidos os solos, retornou-se ao campo e foram coletadas quantidades suficientes para o desenvolvimento de toda a pesquisa. Estes solos são provenientes de 2 diferentes taludes de rodovias situadas próximas ao município de São Carlos - SP. O solo 1 foi coletado de um talude, acima da linha de seixos, na rodovia SP-215 (km 145), Descalvado - São Carlos; enquanto que o solo 2 foi coletado de um talude, abaixo da linha de seixos, junto à rodovia SP-215 (km 193), Ribeirão Bonito - Dourado.

Após a coleta, os solos foram destorroados, peneirados e secos ao ar para depois serem homogeneizados e armazenados em sacos plásticos devidamente identificados.

### 3.2.1.3 Características e classificações dos solos escolhidos

Em seguida, são apresentados detalhadamente os resultados dos ensaios de caracterização e as classificações dos solos escolhidos.

Os resultados dos ensaios dos limites de Atterberg e massa específica dos grãos das amostras dos solos escolhidos são apresentados na tabela 3.2.

**TABELA 3.2 - Resultados dos ensaios dos limites de Atterberg e massa específica dos sólidos**

	Solo 1	Solo 2
Limite de liquidez (%)	34,0	37,5
Índice de plasticidade (%)	12,6	13,5
Massa específica dos sólidos (g/cm <sup>3</sup> )	2,632	2,508

Na figura 3.1 estão representadas as curvas granulométricas dos dois solos incorporados às misturas, solos 1 e 2.

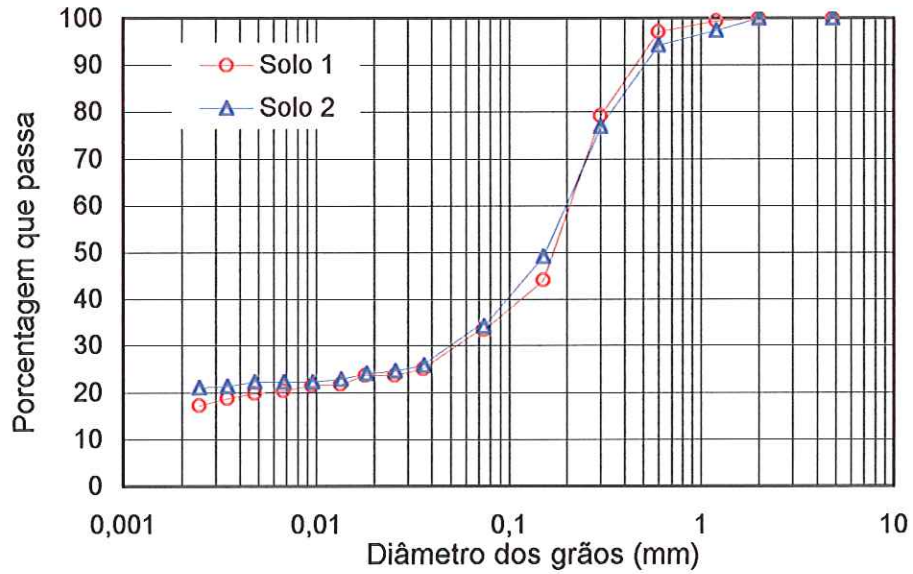


FIGURA 3.1 - Curvas granulométricas dos solos 1 e 2

Segundo metodologia MCT, os resultados enquadram o solo 1 como solo LA' (arenoso laterítico) e o solo 2 como solo NA' (arenoso não laterítico). A figura 3.2 mostra a posição das amostras no ábaco da classificação MCT, segundo os coeficientes  $c'$  e  $e'$ .

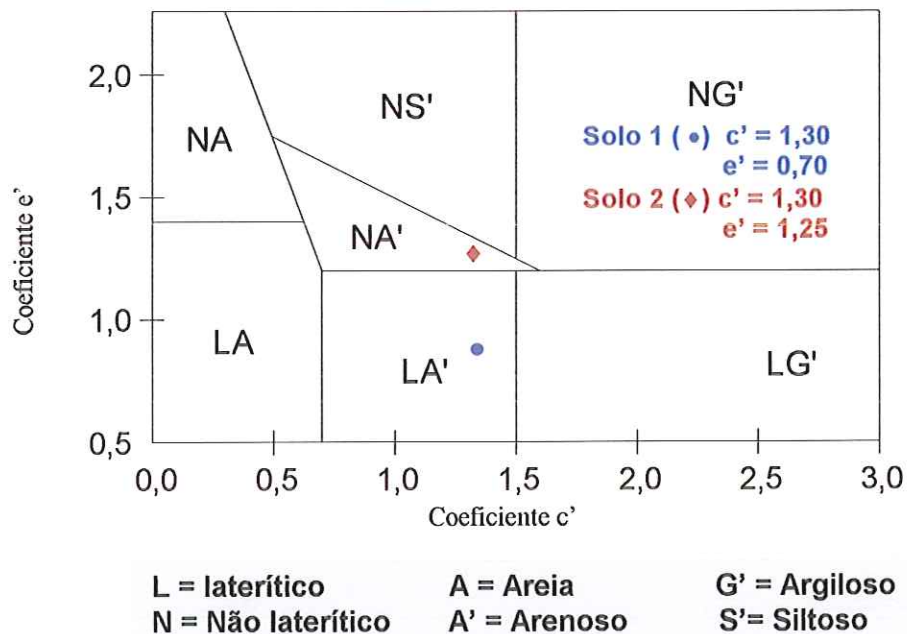


FIGURA 3.2 - Ábaco da classificação MCT (Fonte: NOGAMI et al., 1995)



Os resultados apresentados anteriormente permitiram a classificação dos solos segundo as classificações geotécnicas HRB; USCS e MCT. Estes resultados estão mostrados na tabela 3.3.

**TABELA 3.3 - Classificação dos solos estudados**

<b>Classificação dos solos</b>		
<b>Classificação</b>	<b>Solo 1</b>	<b>Solo 2</b>
HRB	A-2-6	A-2-6
USCS	SC	SC
MCT	LA'	NA'

### **3.2.2 Cimento**

A escolha do tipo de cimento foi determinada pela disponibilidade do material no comércio da região de São Carlos. Foi escolhido o cimento do tipo CP II-E32 da marca Ribeirão, adquirido em embalagens de 50kg. Durante o desenvolvimento da pesquisa, o cimento era armazenado em sacos plásticos para evitar sua hidratação.

O CP II-E32 é um cimento Portland composto com escória e, segundo a norma da ABNT EB-2138/91, cimentos classificados nesta categoria são constituídos de 56 a 94% de clínquer e sulfatos de cálcio, 6 a 34% de escória granulada de alto-forno e 0 a 10% de material carbonático. O resultado da análise química realizada por KOBAYAH I (2000) para um cimento de mesmo tipo e procedência é apresentado na tabela 3.4.

**TABELA 3.4 - Resultados da análise química das amostras do cimento utilizado neste estudo (IPT, 2000b; KOBAYASHI, 2000)**

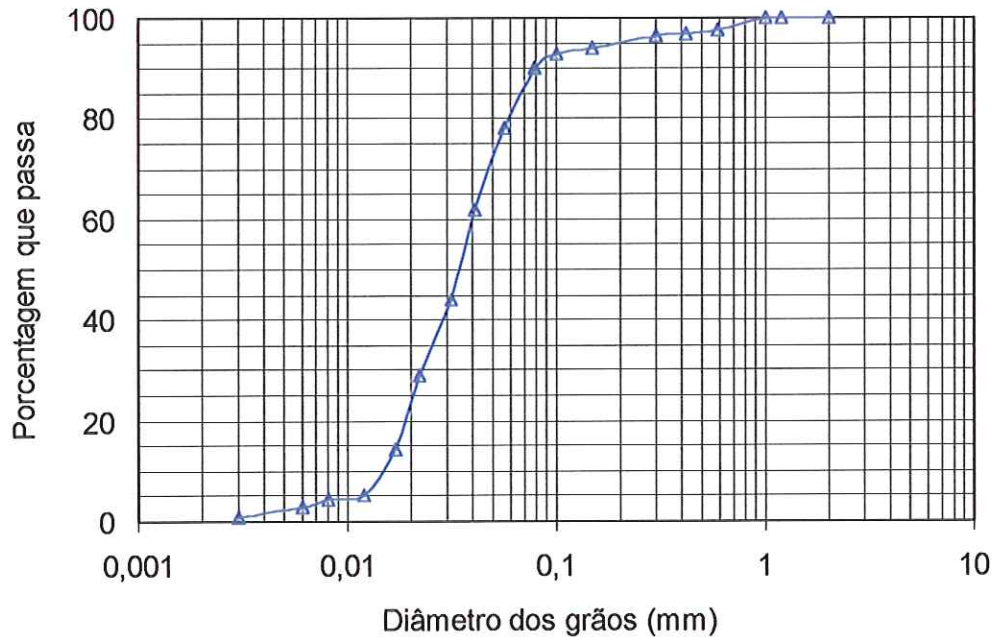
Composição (%)	CP II-E32
<b>a) Componentes maiores</b>	
Perda ao fogo – PF <sup>(1)</sup>	2,81
Sílica – SiO <sub>2</sub>	23,00
Óxido de alumínio – Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,71
Óxido férrico – Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,42
Cal – CaO	58,00
Magnésia – MgO	4,23
Anidrido sulfúrico – SO <sub>3</sub>	2,08
<b>b) Componentes menores</b>	
Óxido de sódio – Na <sub>2</sub> O	0,16
Óxido de potássio – K <sub>2</sub> O	0,69
Equivalente alcalino <sup>(2)</sup>	0,61
Sulfeto – S <sup>-2</sup>	0,27
<b>c) Determinações em separado</b>	
Cal livre – CaO	1,01
Resíduo insolúvel – RI	0,65
Anidrido carbônico – CO <sub>2</sub>	2,39

### 3.2.3 Fosfogesso

O fosfogesso utilizado na pesquisa é do tipo di-hidratado, apresentando características semelhantes ao utilizado em pesquisas já realizadas por KOBAYASHI (2000) na Escola de Engenharia de São Carlos - USP. A origem desse material é o depósito da indústria de fertilizantes FOSFERTIL, localizado no município de Uberaba - MG.

Devido ao fato deste material ser o mesmo usado em pesquisas anteriores, os resultados de análises efetuadas por KOBAYASHI (2000) para determinação do seu pH, massa específica dos sólidos, granulometria, limites de Atterberg e composição química são apresentados em seguida.

A figura 3.4 apresenta a curva granulométrica do fosfogesso obtida através de ensaio de granulometria conjunta. Observa-se que o fosfogesso situa-se, predominantemente, na faixa granulométrica correspondente ao silte.



**FIGURA 3.3 - Granulometria do fosfogesso (KOBAYASHI, 2000)**

Segundo KOBAYASHI (2000), a massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ) do fosfogesso é igual a  $2,262 \text{ g/cm}^3$ . Comparado com o valor obtido por TAKEDA (1998),  $2,320 \text{ g/cm}^3$ , observa-se uma pequena variação. Esta variação pode ser atribuída ao fato do fosfogesso conter diversas impurezas e sua composição variar conforme a rocha fosfática utilizada na produção de ácido fosfórico.

Quanto aos limites de Atterberg, constatou-se nas pesquisas realizadas anteriormente por TAKEDA (1998) E KOBAYASHI (2000) que a pasta de fosfogesso não apresenta a trabalhabilidade necessária para realização dos correspondentes ensaios, levando a classificar o material como não plástico. Este fato confirma resultados obtidos por CHANG & MANTELL (1990) que afirmam que o fosfogesso é um material com pouca ou nenhuma plasticidade.

A análise química do fosfogesso di-hidratado utilizado neste estudo foi realizada durante o desenvolvimento da pesquisa conduzida por KOBAYASHI (2000). Os resultados obtidos são apresentados na tabela 3.5. Comparando-se estes resultados com os observados em outras pesquisas (MACCARINI, 1991; TAHA et al., 1992; SING & GARG, 1999), conclui-se que a composição química do fosfogesso em questão assemelha-se às dos materiais analisados por estes autores.



**TABELA 3.5 - Resultados da análise química da amostra de fosfogesso (IPT, 2000)**

Composição	(%)
Água livre ou umidade higroscópica	0,11
Água combinada <sup>(1)</sup>	18,80
Cal – Cão <sup>(1)</sup>	31,50
Anidrido sulfúrico – SO <sub>3</sub> <sup>(1)</sup>	44,30
Sesquióxidos – R <sub>2</sub> O <sub>3</sub> <sup>(1, 2)</sup>	1,07
Anidrido fosfórico – P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	0,31
Insolúveis em ácido clorídrico – RI + SiO <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	2,48
Anidrido carbônico – CO <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	n.d.
Magnésia – MgO <sup>(1)</sup>	0,09

<sup>(1)</sup> Ensaio realizado em amostra isenta de água livre ou umidade higroscópica.

<sup>(2)</sup> Possivelmente o R<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, é constituído preponderantemente por Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>.

### 3.3 COMPOSIÇÃO DAS MISTURAS

O teor de cimento escolhido inicialmente para compor as misturas de fosfogesso e cimento foi de 10%. O teor de 10% foi selecionado tendo em vista que as misturas de fosfogesso e cimento com teores inferiores a este apresentam baixo desempenho e se desejava ter resultados que possibilitassem a comparação dos desempenhos das duas misturas envolvidas na pesquisa.

Adotou-se para a dosagem das misturas de solo-cimento os procedimentos preconizados na norma da ABNT, NBR-12253, determinando-se um teor ótimo de 7%. Posteriormente, o teor de 7% foi determinado também para as misturas de fosfogesso e cimento com intuito de comparar o desempenho das duas misturas.

As misturas de solo-cimento com 7% de cimento apresentaram resistências à compressão simples elevadas para o período de cura de sete dias, superiores ao padrão mínimo de 2,1 MPa exigido pela norma em questão. Esta observação pode ser verificada no capítulo 4 (Apresentação e Análise dos Resultados) nos valores da tabela 4.3. Esta constatação motivou que um teor de cimento menor fosse considerado na pesquisa, sendo então acrescentado o teor de 4%. O teor de 10% de cimento foi incluído no estudo para que houvesse a possibilidade de se comparar as misturas de solo-cimento com as misturas de fosfogesso estabilizadas com este teor de cimento.

### **3.4 ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS**

O estudo experimental para a determinação do comportamento mecânico das misturas foi dividido em duas etapas: estudo preliminar e estudo definitivo.

#### **3.4.1 Estudo preliminar**

Nesta etapa do estudo foram realizados ensaios de compactação para obtenção da umidade ótima e massa específica seca máxima de cada uma das misturas estudadas.

As misturas foram executadas com os teores de cimento estabelecidos e calculados em relação a massa de solo seco, para as misturas de solo-cimento, e do fosfogesso seco, para as misturas de fosfogesso e cimento, levando-se em conta a umidade higroscópica dos materiais.

Em seguida foram realizados ensaios de compactação, na energia do Proctor normal, seguindo os procedimentos da norma da ABNT – NBR 12023.

Os valores obtidos,  $w_0$  e  $\rho_{dmax}$ , orientaram a moldagem dos corpos de prova usados para a determinação do comportamento mecânico das misturas. No capítulo 4 serão discutidos os resultados dos ensaios de compactação.

#### **3.4.2 Estudo definitivo**

Após a determinação do teor de umidade ótima e massa específica seca máxima de cada uma das misturas, foi dado prosseguimento às atividades definitivas relacionadas à pesquisa. Nessas atividades foram preparados os corpos de prova para serem submetidos aos ensaios de compressão simples, compressão diametral e triaxiais cíclicos.

##### **3.4.2.1 Moldagem e cura dos corpos de prova**

Para os ensaios de compressão simples e triaxiais cíclicos as dimensões dos corpos de prova foram de 5,1cm de diâmetro e 10,2cm de altura. Adotaram-se

os procedimentos do estudo preliminar para preparação e mistura dos materiais. Os corpos de prova foram moldados através de compressão estática em três camadas iguais utilizando-se a prensa Versatest 30M mostrada na figura 3.4. Durante a preparação dos corpos de prova teve-se a preocupação de compactar as amostras com a umidade ótima e massa específica seca máxima obtida nos estudos preliminares. A cada camada do corpo de prova executada foi feita uma escarificação na superfície proporcionando maior atrito nas interfaces.

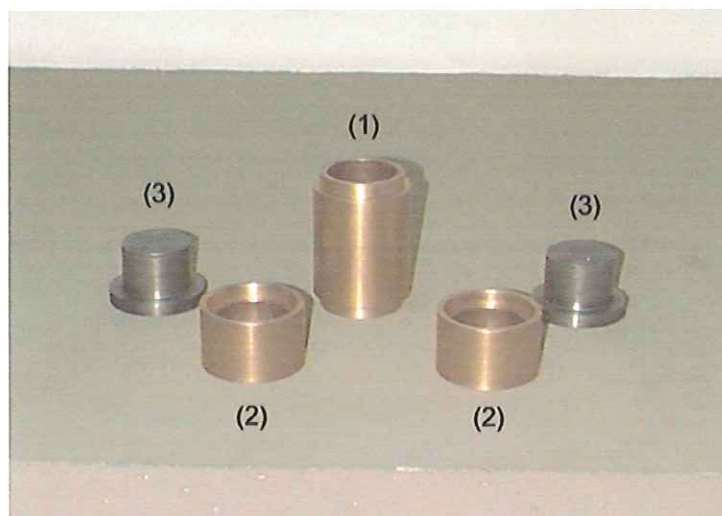


**FIGURA 3.4 – Prensa utilizada para compactação dos corpos de prova**

Para a moldagem dos corpos de prova, utilizou-se um cilindro de bronze apresentado na figura 3.5, composto de um corpo central (1), dois anéis cilíndricos complementares (2) e dois êmbolos espaçadores de extremidade (3). Antes de se iniciar a compactação da mistura, o cilindro é lubrificado com vaselina para facilitar a posterior extração do corpo de prova. O controle das espessuras das camadas é feito através dos espaçadores, atingindo-se para cada camada, uma altura correspondente a um terço da altura total do corpo de prova.

Após a compactação, os corpos de prova são extraídos do cilindro com auxílio de um macaco hidráulico. Posteriormente, determinam-se suas dimensões e massa para avaliar o grau de compactação, aceitando-se uma variação de  $\pm 2\%$  do grau de compactação pretendido de 100%.





**FIGURA 3.5 – Cilindros de bronze utilizado na moldagem dos corpos de prova**

Finalmente os corpos de prova foram submetidos ao processo de cura. Nesta fase, as amostras foram envolvidas com filme plástico para evitar perda de umidade, e submetidas ao processo de cura em câmara úmida (figura 3.6) com umidade relativa do ar em 100%.



**FIGURA 3.6 – Cura dos corpos de prova na câmara úmida**

Para cada uma das misturas e condições analisadas foram moldados três corpos de prova (3 repetições de ensaio). Durante toda pesquisa foram moldados 360 corpos de prova. Foram ensaiados 144 corpos de prova à compressão simples e 144 à compressão diametral distribuídos da seguinte maneira: fosfogesso e cimento (2 teores x 3 tempos de cura x 1 mistura x 3 repetições x 2 condições de

ensaio); solo-cimento (3 teores x 3 tempos de cura x 2 misturas x 3 repetições x 2 condições de ensaio). Para os ensaios triaxiais cíclicos foram ensaiados 72 corpos de prova distribuídos da seguinte maneira: fosfogesso e cimento (2 teores x 3 tempos de cura x 1 mistura x 3 repetições x 1 condição de ensaio); solo-cimento (3 teores x 3 tempos de cura x 2 misturas x 3 repetições x 1 condição de ensaio).

### 3.4.2.2 Ensaio triaxiais cíclicos

Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados, decorrido os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias, no laboratório do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. A prensa utilizada é da marca MTS (*Material Testing System*), modelo 815, que operou com um sistema de carregamento hidráulico sendo capaz de aplicar cargas cíclicas com intensidade, duração e frequência selecionadas em um gerador de funções.

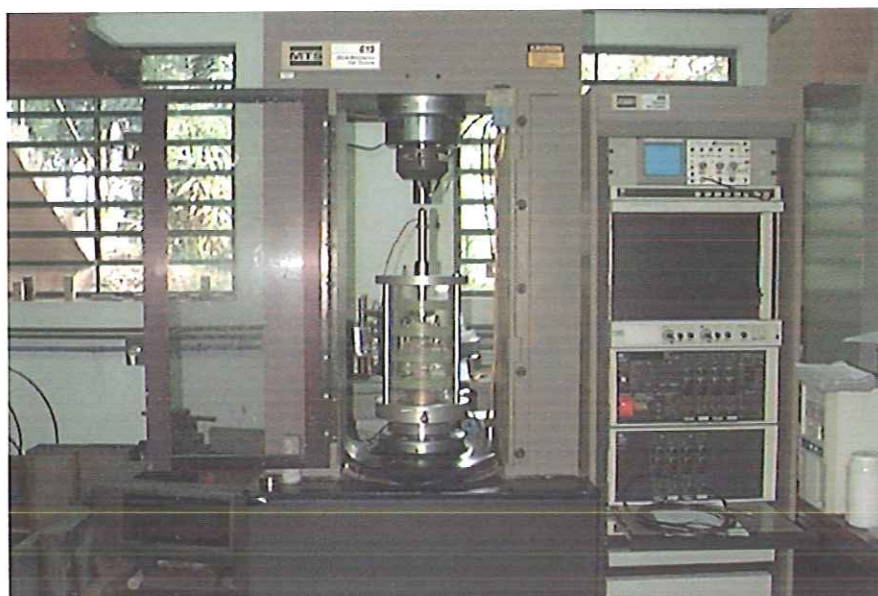


FIGURA 3.7 – Visão geral da prensa utilizada para os ensaios triaxiais cíclicos

A célula de carga utilizada é da marca *Wykeham Farrance* de capacidade de carga de 3kN fixada internamente na câmara triaxial como mostra figura 3.7. O fluido de confinamento utilizado foi o ar. Os deslocamentos resilientes foram medidos por dois LVDTs fixados a um terço médio do corpo de prova como mostra figura 3.8. Os LVDTs possuem sensibilidade de 1mV/V e curso total de 10mm.





**FIGURA 3.8 – Corpo de prova instalado na base da câmara triaxial**

A duração do carregamento foi de 0,1seg com 0,9 seg de descanso totalizando um ciclo de aplicação de carga de 1 seg. De acordo com o procedimento adotado pela norma da AASHTO TP 46-94 (1996), antes da aplicação da carga axial ( $P$  máxima), deve-se aplicar uma carga de contato ( $P$  contato), entre o pistão e o cabeçote do corpo de prova, de valor igual a 10% da carga axial máxima como mostra a tabela 3.6. Portanto, a carga cíclica aplicada ( $\sigma_d$ ) é a diferença entre a carga de contato ( $\sigma_c$ ) e a carga máxima ( $\sigma_a$ ). Estas cargas divididas pela área do corpo de prova correspondem as tensões aplicadas representadas na tabela 3.6.

Cada ensaio foi desenvolvido em duas fases: inicialmente, o corpo-de-prova foi submetido a uma fase de condicionamento (1000 repetições), aplicando-se uma seqüência de carregamentos dinâmicos axiais com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história das tensões no valor do módulo resiliente. Na fase posterior, etapa em que é determinado o módulo de resiliência, as tensões aplicadas, com procedimento semelhante à fase inicial, foram definidas de acordo com a norma da AASHTO TP46-94 cuja seqüência de aplicações de carga estão apresentadas na tabela 3.6, sendo para cada estado de tensão aplicada 100 repetições.



Durante os ciclos de aplicação de carga, para cada par de tensões ( $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ ) foram registrados os deslocamentos verticais detectados pelos dois LVDT's e posteriormente calculada a média dos deslocamentos.

Os LVDT's foram fixados no terço médio do corpo-de-prova em posição diametralmente opostas. A deformação resiliente foi medida pela fórmula:

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.1)$$

onde:

$\varepsilon_R$  – deformação resiliente (mm/mm)

$\Delta h$  – deslocamento resiliente (mm)

$h_0$  – altura inicial (mm)

**TABELA 3.6 – Sequência de aplicação de tensões de carregamento e seu número de repetições – AASHTO TP46-94 (1996)**

Etapa	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_a$ (máxima) (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma$ (contato)(kPa)	Repetições
Cond.	103,4	103,4	93,1	10,3	1000
1	20,7	20,7	18,6	2,1	100
2	20,7	41,4	37,3	4,1	100
3	20,7	62,1	55,9	6,2	100
4	34,5	34,5	31,0	3,5	100
5	34,5	68,9	62,0	6,9	100
6	34,5	103,4	93,1	3,5	100
7	68,9	68,9	62,0	6,9	100
8	68,9	137,9	124,1	13,8	100
9	68,9	206,8	186,1	20,7	100
10	103,4	68,9	62,0	6,9	100
11	103,4	103,4	93,1	10,3	100
12	103,4	206,8	186,1	20,7	100
13	137,9	103,4	93,1	10,3	100
14	137,9	137,9	124,1	13,8	100
15	137,9	275,8	248,2	27,6	100

Da sua definição, o módulo de resiliência foi calculado pela fórmula:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (3.2)$$

onde:

$M_R$  - Módulo de resiliência (kPa)

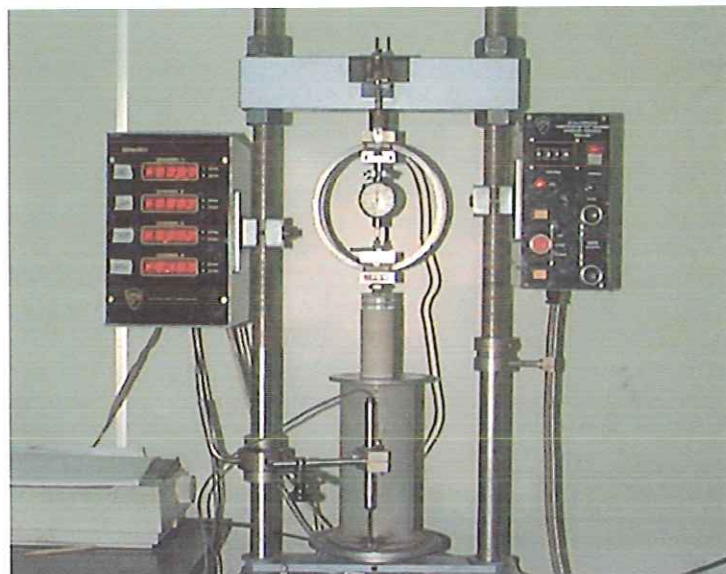
$\sigma_d$  - tensão desvio aplicada (kPa)

$\epsilon_R$  - deformação resiliente (mm/mm)

### 3.4.2.3 Ensaio de compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados decorridos os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias, sendo que a metade dos corpos de prova ensaiados foi imersa em água, durante 4 horas, antes da execução do ensaio.

Os ensaios foram executados no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, seguindo os procedimentos adotados pela norma ABNT MB-3361 (1990). Utilizou-se a prensa da marca Wykeham Farrance que possibilitou a realização do ensaio com velocidade de carga de 1mm/min até o rompimento do corpo de prova como mostra figura 3.9.



**FIGURA 3.9– Prensa utilizada para os ensaios de compressão simples**

A força aplicada nos corpos de prova e sua deformação durante o ensaio são monitoradas por painéis eletrônicos e registradas por um programa de aquisição de dados que fornece um relatório de cada ensaio executado.

Os ensaios de compressão simples foram direcionados para determinação da resistência à compressão simples e do módulo tangente inicial ( $E_0$ ). Para determinação do  $E_0$ , utilizou-se o procedimento adotado por DUNCAN & CHANG (1970) que supõe a curva tensão deformação uma hipérbole, cuja expressão é representada na equação 3.3.

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_a} = a + b.\varepsilon_a \quad (3.3)$$

onde:

$\varepsilon_a$  – deformação axial (mm/mm);

$\sigma_a$  – tensão axial (kPa);

a e b – coeficientes de regressão.

Logo, o módulo tangente inicial é calculado pela fórmula:

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad (3.4)$$

A figura 3.10 mostra graficamente a estimativa de  $E_0$  a partir do coeficiente “a”.

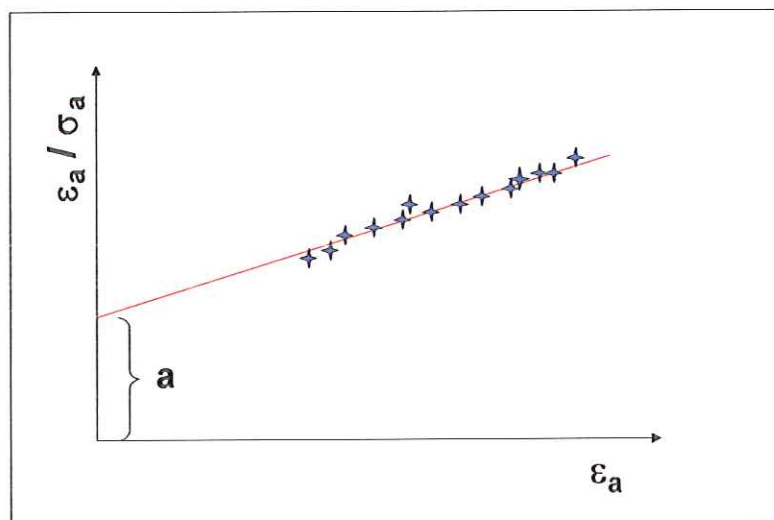


FIGURA 3.10 - Exemplo da estimativa de  $E_0$  a partir da determinação do coeficiente “a”, segundo o modelo hiperbólico proposto por DUNCAN & CHANG (1970).

A determinação do coeficiente “a” é feita através da reta que melhor se ajusta aos dados experimentais. Para tal, lança-se em gráfico os valores de deformação

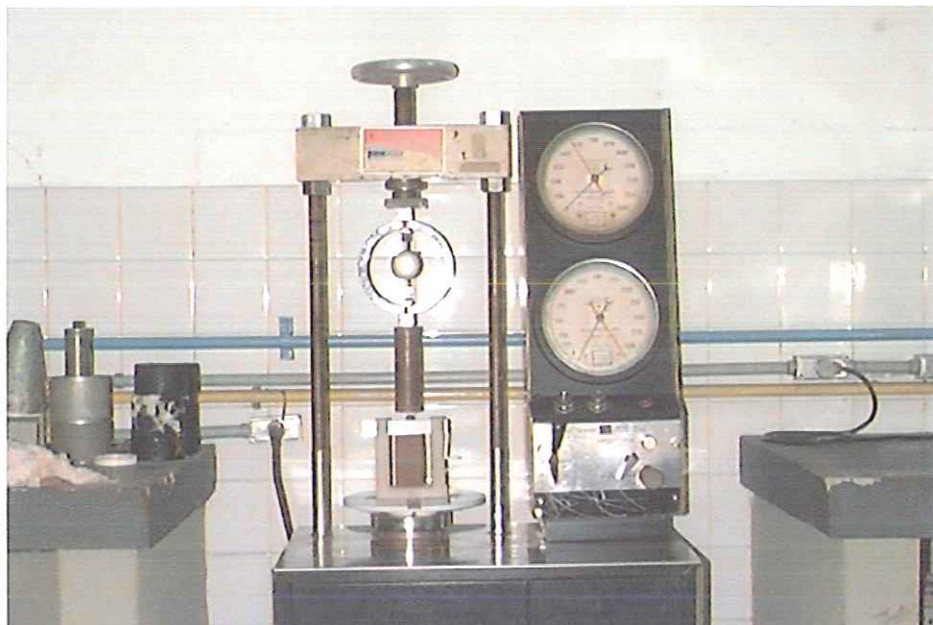


específica axial ( $\epsilon_a$ ) no eixo das abscissas e os valores da relação entre deformação específica axial e tensão axial ( $\epsilon_a/\sigma$ ) no eixo das ordenadas, conforme exemplificado na figura 3.10.

Ressalta-se que devem ser descartados os pontos iniciais da curva tensão x deformação, devido à imprecisão existente na determinação de deslocamentos muito pequenos, e os pontos posteriores à ruptura do corpo de prova.

#### 3.4.2.4 Ensaio de compressão diametral

Com o objetivo de determinar a resistência à tração indireta dos materiais envolvidos na pesquisa foram realizados ensaios de compressão diametral de corpos de prova cilíndricos de 5cm de altura e 10cm de diâmetro. Estes ensaios foram desenvolvidos no laboratório do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos. Utilizou-se a prensa Versatest 30m que possibilitou executar os ensaios com velocidade de carregamento de 1mm/min até a ruptura, por separação das duas metades do corpo de prova, segundo o plano diametral vertical, como mostra a figura 3.11.



**FIGURA 3.11 – Prensa utilizada nos ensaios de compressão diametral**

Após registrado o valor da carga de ruptura, o valor da resistência à tração do corpo de prova foi calculado adotando-se a fórmula proposta pela norma DNER-ME 138/9 e descrita pela expressão abaixo:

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi DH} \quad (3.5)$$

onde:

$\sigma_R$  - resistência à tração, kgf/cm<sup>2</sup>;

F - carga de ruptura, kgf;

D - diâmetro do corpo de prova, cm;

H - altura do corpo de prova, cm.

## **CAPÍTULO 4**

### **APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

---

#### **4.1 INTRODUÇÃO**

Este capítulo apresenta os resultados e respectiva análise dos ensaios a que foram submetidas as misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento. Os ensaios em questão, compactação, compressão simples e diametral, e triaxial cíclico, foram realizados com o objetivo de avaliar a  $w_o$  e  $\rho_{dmax}$  e as propriedades mecânicas destas misturas.

Para cada uma das misturas, preliminarmente, apresentam-se e discutem-se os resultados dos ensaios de compactação, analisando a influência do teor de cimento na massa específica seca máxima e teor ótimo de umidade das misturas. Posteriormente, são analisadas as resistências à compressão simples e à tração indireta determinadas através dos ensaios de compressão simples e diametral, respectivamente. Para os ensaios de compressão simples, são também analisados os módulos tangentes iniciais obtidos a partir das curvas tensão “versus” deformação. Em seguida, apresentam-se e discutem-se os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos. As análises contemplam a influência de variáveis, como teor de cimento, tempo de cura, tipo de solo, etc., nas propriedades das misturas.

Finalmente, comparam-se o desempenho das misturas de fosfogesso e cimento com o desempenho das misturas de solo-cimento.

#### **4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO**

##### **4.2.1 Ensaio de compactação das misturas de solo-cimento**

Para as misturas de solo-cimento, realizaram-se os ensaios de compactação na energia normal do ensaio de Proctor, utilizando-se teores de 4, 7 e 10% de



cimento Portland em relação à massa do solo seco. A figura 4.1 ilustra as curvas de compactação para cada um destes teores.

A tabela 4.1 apresenta os valores de teor ótimo de umidade ( $w_o$ ) e massa específica seca máxima ( $\rho_{dmax}$ ) obtidos para misturas com os 2 tipos de solo, solo laterítico (solo 1) e solo não laterítico (solo 2), e diferentes teores de cimento.

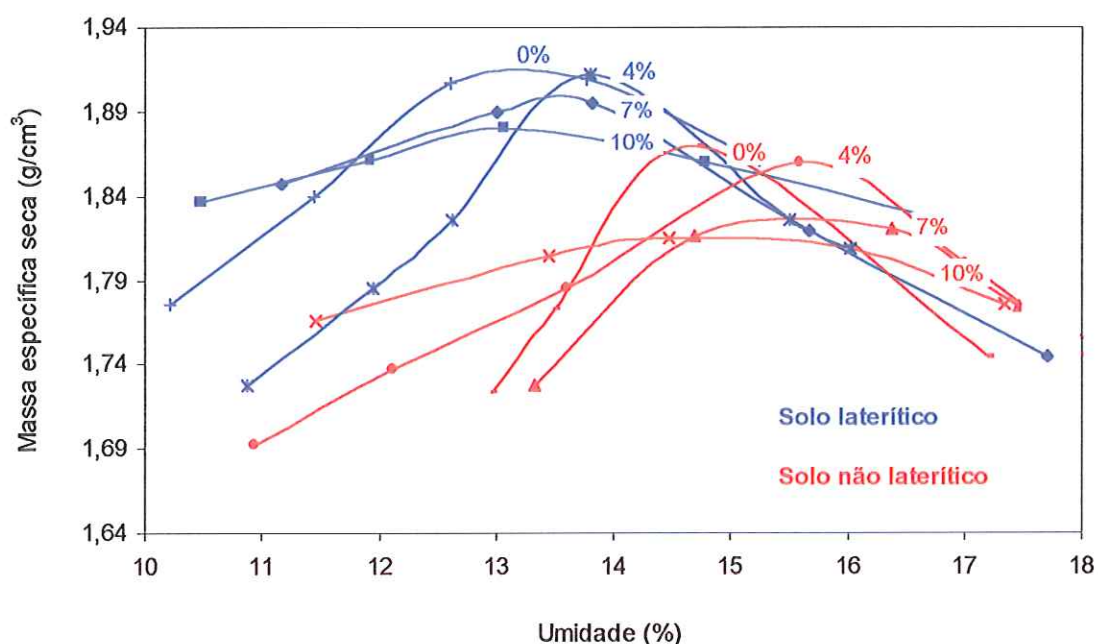
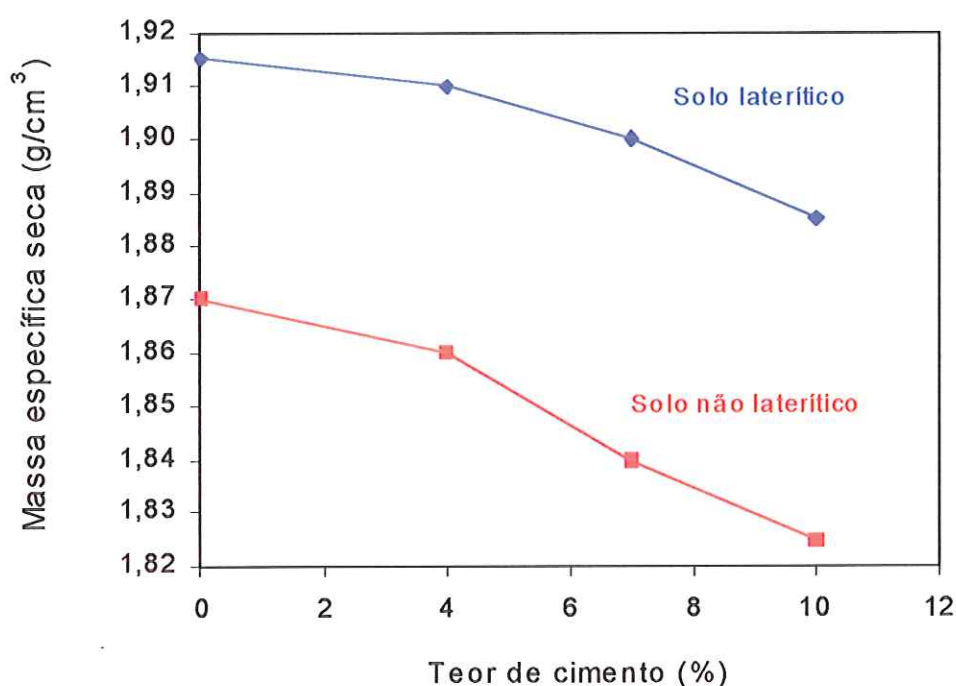


FIGURA 4.1 – Curvas de compactação dos solos e das misturas de solo-cimento com 4, 7 e 10% de cimento

TABELA 4.1 - Valores de umidade ótima e massa específica seca máxima para misturas de solo cimento com 4, 7 e 10% de cimento

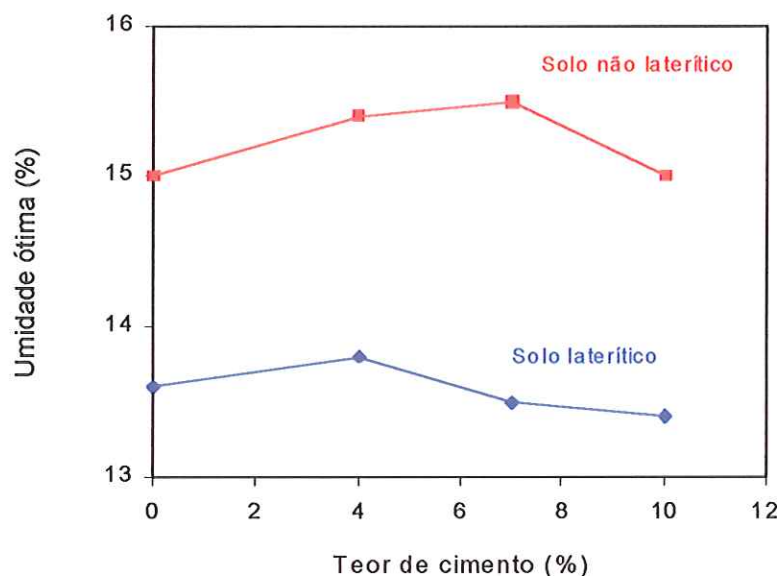
MISTURA	Massa específica seca máx. (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade ótima (%)
Solo 1 + 0% de CP	1,915	13,6
Solo 1 + 4% de CP	1,910	13,8
Solo 1 + 7% de CP	1,900	13,5
Solo 1 + 10% de CP	1,885	13,4
Solo 2 + 0% de CP	1,870	15,0
Solo 2 + 4% de CP	1,860	15,4
Solo 2 + 7% de CP	1,840	15,5
Solo 2 + 10% de CP	1,825	15,0

A figura 4.2 mostra a variação da massa específica seca máxima com o teor de cimento para as misturas de solo-cimento. Observa-se que teores crescentes de cimento conduziram a menores valores de massa específica seca máxima. Este comportamento coincide com o comportamento de misturas cimentadas observado em outros estudos (MOURA, 1987; CERATTI, 1991; FAZZANI, 1993). Comparando-se as misturas 1 e 2, compostas com os solos laterítico e não laterítico, respectivamente, a mistura 1, para os mesmos teores de cimento, apresenta maiores valores de  $\rho_{dmax}$ . Esta diferença é, em média, da ordem de 3%.



**FIGURA 4.2 – Variação da massa específica seca máxima com o teor de cimento para as misturas de solo-cimento**

A figura 4.3 mostra a variação da umidade ótima em função do teor de cimento. Observa-se que esta variação não se dá segundo um padrão bem definido. Entretanto, quando se comparam as misturas compostas com o solo laterítico com as misturas compostas com o solo não laterítico, estas últimas apresentam, em média, valores de  $w_o$ , 10% maiores que as misturas com solo laterítico.



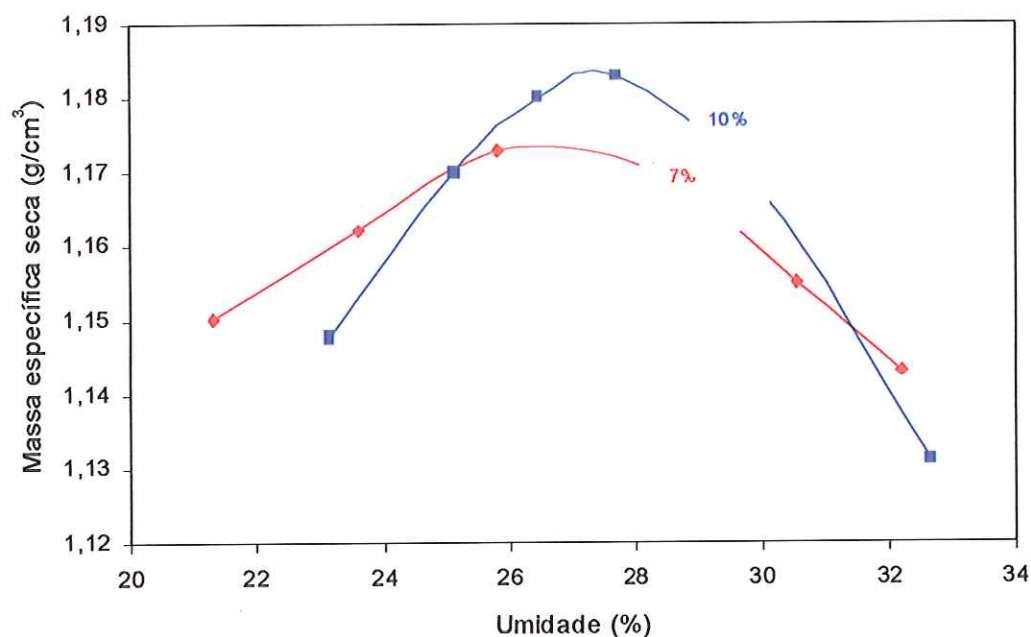
**FIGURA 4.3 – Variação da umidade ótima com o teor de cimento para as misturas de solo-cimento**

Em resumo, as misturas compostas com solos de comportamento laterítico (solo 1) apresentaram, considerando os mesmos teores de cimento, maiores valores de massa específica seca máxima e menores valores de umidade ótima quando comparadas com as misturas compostas com solos de comportamento não laterítico (solo 2). Em um estudo semelhante, para dois solos classificados segundo a MCT como LA' e NA', estabilizados com 8% de cimento e compactados na energia normal do ensaios de Proctor, Ceratti (1991) determinou valores de  $w_o$  de 14,5% e  $\rho_{dmax}$  de 1,844g/cm<sup>3</sup>, e  $w_o$  de 17,4% e  $\rho_{dmax}$  de 1,752 g/cm<sup>3</sup>, respectivamente. Estes valores confirmam a tendência observada no presente estudo, onde o solo de comportamento laterítico conduz a misturas com maiores  $\rho_{dmax}$  e menores  $w_o$ , quando comparado com solo não laterítico.

#### 4.2.2 Ensaios de compactação das misturas de fosfogesso e cimento

As misturas de fosfogesso e cimento compostas com teores de 7 e 10% de cimento Portland em relação à massa do fosfogesso seco foram submetidas aos ensaios de compactação na energia normal do ensaio de Proctor. A figura 4.4 ilustra as curvas obtidas nestes ensaios.





**FIGURA 4.4 - Curvas de compactação para as misturas de fosfogesso e cimento com teores de 7 e 10% de cimento**

A tabela 4.2 apresenta os valores de umidade ótima e massa específica seca máxima obtidas para as misturas em questão.

**TABELA 4.2 - Massa específica seca máxima e umidade ótima para as misturas de fosfogesso e cimento**

Teor de cimento	Massa específica seca máx. (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade ótima (%)
7%	1,172	27,0
10%	1,183	27,5

Analisando-se os valores de umidade ótima da tabela 4.2, observa-se que a sua variação em função do teor de cimento é pequena, igual a 0,5%. Este fato também foi constatado em outros estudos (TAKEDA, 1998; KOBAYASHI, 2000; e SILVESTRE, 2000) que mostraram ser pequena a influência do teor de cimento sobre os valores de umidade ótima, e a não existência de um padrão bem definido para essa variação. Dessa forma, na etapa subsequente da pesquisa, adotou-se um valor único de umidade ótima, igual a 27%, na preparação dos corpos de prova de fosfogesso e cimento.

Quanto à massa específica seca máxima, observa-se que esta cresce com o aumento do teor de cimento, tendência essa, contrária à observada para as

misturas de solo-cimento, que apresentam valores decrescentes de massa específica seca com o aumento do teor de cimento. Neste sentido, TAKEDA (1998) obteve valores de  $\rho_{dmax}$  iguais a 1,326 g/cm<sup>3</sup> e 1,332 g/cm<sup>3</sup> para teores de 7% e 10%, respectivamente. E Silvestre (2000), para o mesmo material utilizado no presente estudo, obteve valores de  $\rho_{dmax}$  iguais a 1,160 g/cm<sup>3</sup> e 1,183 g/cm<sup>3</sup> para teores de 5% e 10%, respectivamente.

### 4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

No presente estudo, optou-se pelo uso do ensaio de compressão simples para a avaliação do comportamento das misturas cimentadas pelo fato da resistência obtida neste ensaio ser o parâmetro mais utilizado com este propósito.

Além da resistência, os resultados dos ensaios de compressão simples também forneceram subsídios para avaliar o comportamento das misturas no tocante à deformabilidade, considerando-se a influência do teor de cimento, tempo de cura, condição de ensaio e tipo de solo incorporado à mistura nestas variáveis. Aspectos relacionados à deformabilidade serão discutidos nos itens 4.3.2 e 4.3.4.

#### 4.3.1 Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento

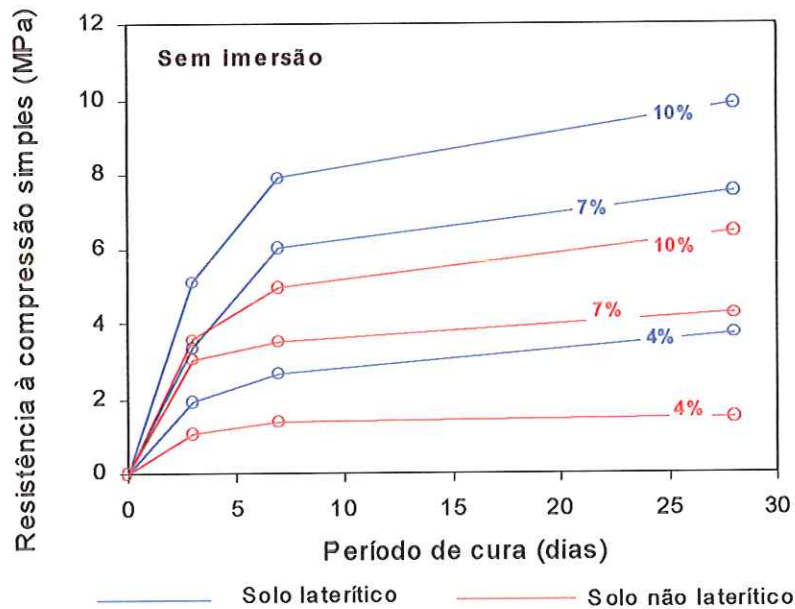
Conforme apresentado no capítulo 3, Materiais e Métodos, foram ensaiadas misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico, estabilizadas com 4, 7 e 10% de cimento.

A tabela 4.3 apresenta a resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento para os teores de cimento, tempos de cura e tipos de solos utilizados na pesquisa. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. A planilha com os resultados de todos os ensaios está apresentada no Anexo I.

Tomando-se os valores da tabela 4.3, as figuras 4.5 e 4.6 apresentam a variação da resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura, para os corpos de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia por 4 horas em água, respectivamente.

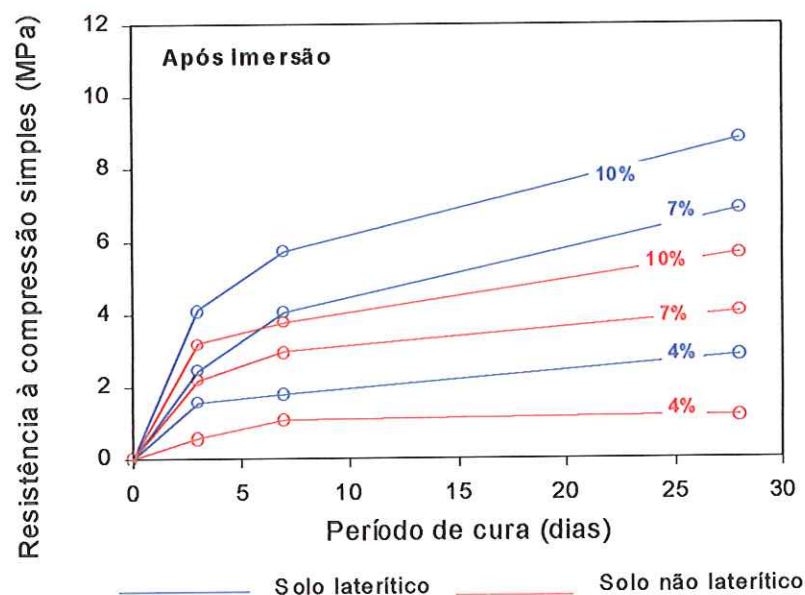
**TABELA 4.3 – Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento**

Período de cura	Material	Teor de cimento (%)	RCS (MPa)	
			Sem imersão	Após imersão
3 dias	Solo laterítico	4	1,91	1,31
		7	3,38	2,68
		10	5,12	4,07
	Solo não laterítico	4	1,06	0,54
		7	3,03	2,15
		10	3,58	3,15
7 dias	Solo laterítico	4	2,67	1,77
		7	6,02	4,03
		10	7,87	5,67
	Solo não laterítico	4	1,41	1,07
		7	3,52	2,96
		10	4,94	3,76
28 dias	Solo laterítico	4	3,71	2,81
		7	7,50	6,88
		10	9,86	8,21
	Solo não laterítico	4	1,49	1,16
		7	4,25	4,05
		10	6,47	5,64



**FIGURA 4.5 – Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios sem imersão prévia em água**





**FIGURA 4.6 – Resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios com imersão prévia em água**

#### 4.3.1.1 Influência do teor de cimento

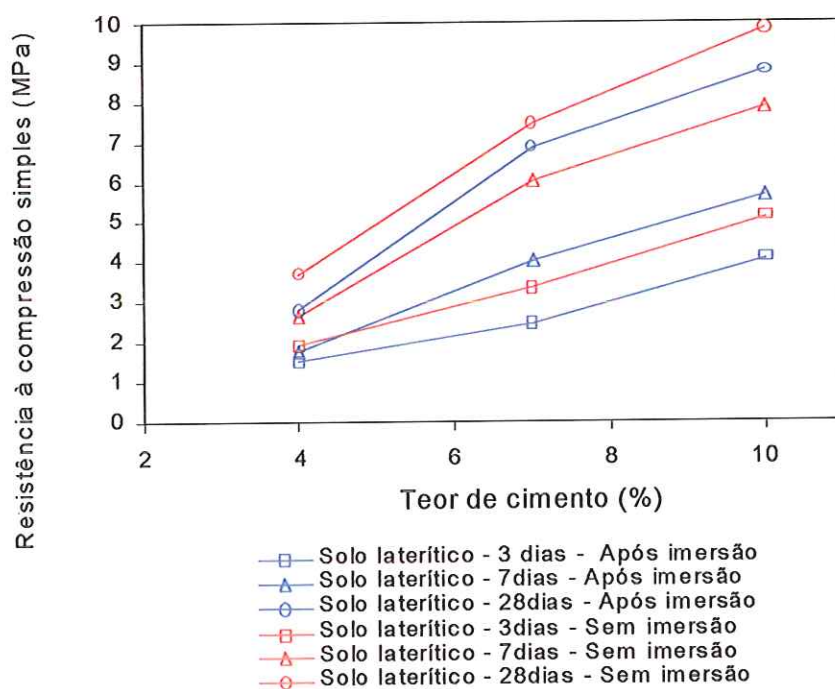
Analisando-se os valores apresentados na tabela 4.3 e as figuras 4.5 e 4.6, observa-se que o aumento do teor de cimento resultou no aumento da resistência à compressão para todas as misturas, independente do tipo de solo e condição de ensaio, fato também constatado por diversos outros autores (MOURA, 1987; FAZZANI, 1993, etc.).

Neste estudo, considerando-se conjuntamente corpos de prova ensaiados sem e com imersão prévia em água, quando se eleva o teor de cimento de 4 para 7%, o ganho de resistência é da ordem de 106% e 207% para misturas constituídas respectivamente dos solos laterítico e não laterítico. Nas mesmas condições, ao se elevar o teor de cimento de 7% para 10%, o ganho é da ordem de 41% e 37%, respectivamente. Conclui-se então que, no intervalo de 4 a 7%, o aumento de resistência com o aumento da quantidade de cimento é mais eficiente para as misturas constituídas com o solo não laterítico, apesar das misturas com o solo laterítico apresentarem sempre resistências mais elevadas. No intervalo de 7% para 10%, o ganho de resistência é equivalente para os 2 tipos de solos.

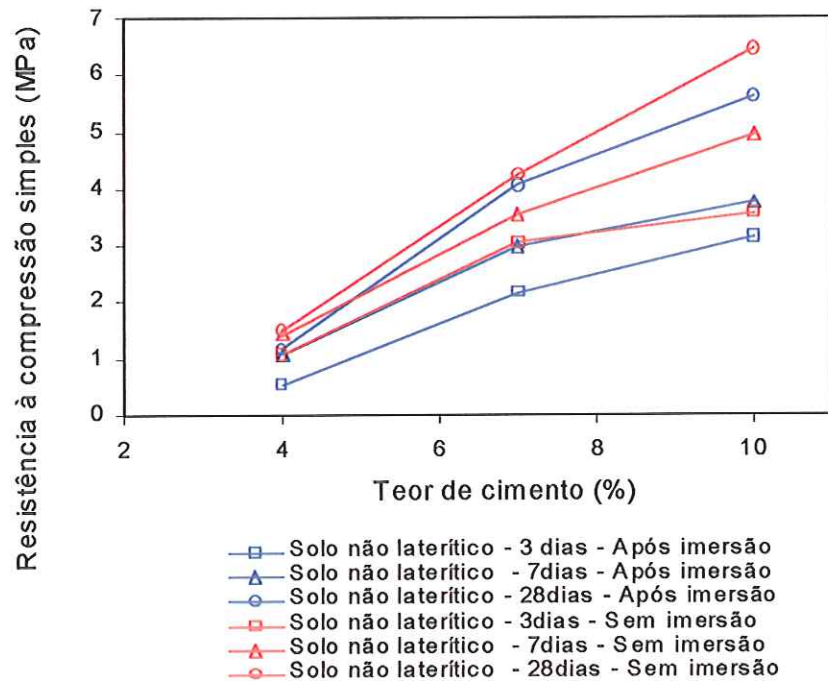
Quanto ao efeito da imersão em água, considerando-se conjuntamente as misturas constituídas com os 2 solos, a perda de resistência à compressão simples é da ordem de 29, 20 e 18%, respectivamente para misturas com teores de 4, 7 e 10% de cimento. Conclui-se portanto, que a perda de resistência é maior para menores teores de cimento.

As figuras 4.7 e 4.8 mostram respectivamente, para misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico, a resistência à compressão simples em função do teor de cimento para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias, para corpos de prova ensaiados sem imersão e com imersão prévia em água.

Analisando-se as figuras 4.7 e 4.8, observa-se que a relação entre a resistência e o teor de cimento é aproximadamente linear. Este fato também foi constatado por TAKEDA (1998) para as misturas de fosfogesso e cimento analisadas no seu estudo. A linearidade entre a resistência e o teor de cimento permitiria prever a resistência para outros teores interpolando-se os resultados obtidos.



**FIGURA 4.7 – Resistência à compressão simples em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento laterítico sem e com imersão prévia em água**



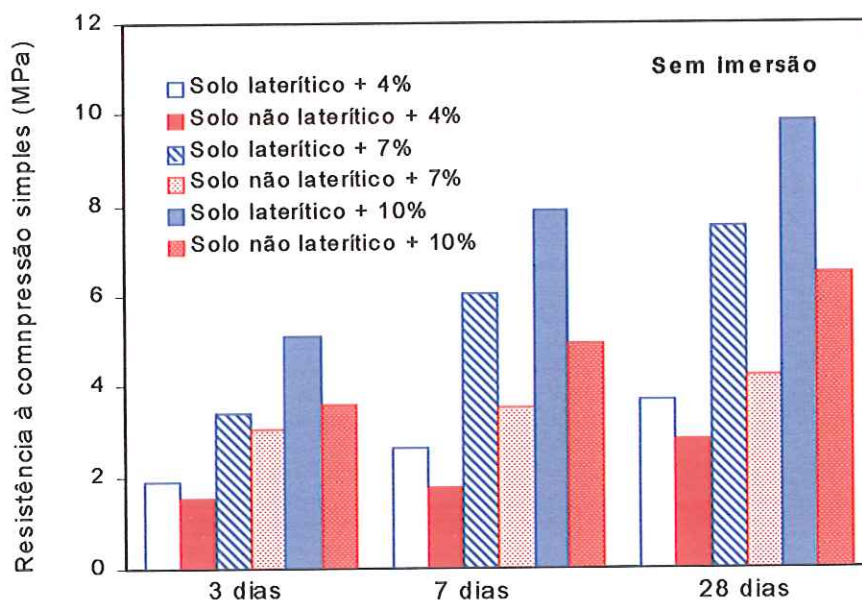
**FIGURA 4.8 – Resistência à compressão simples em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento não laterítico sem e com imersão prévia em água**

Considerando-se o valor mínimo de 2,1 MPa preconizado pela norma da ABNT para a resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento curadas por 7 dias e ensaiadas após 4 horas de imersão, a mistura constituída com o solo não laterítico e 4% de cimento não se enquadraria neste critério. Tomando-se como base as curvas apresentadas na figura 4.8, o teor mínimo de cimento que satisfaria tal exigência é de aproximadamente 6,5%. Para as misturas constituídas com o solo laterítico, todos os teores conduzem a resistências que se enquadram no critério em questão.

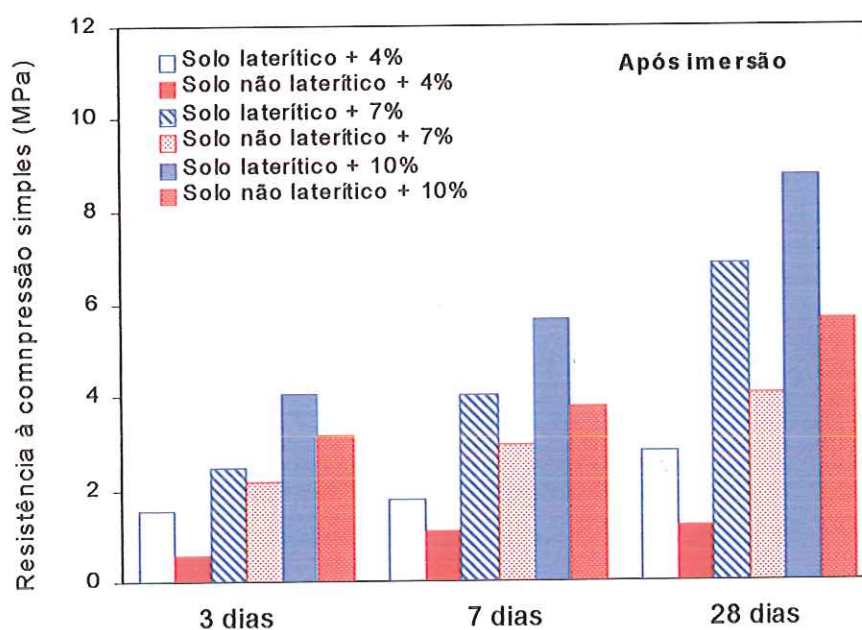
#### 4.3.1.2 Influência do tempo de cura

As figuras 4.9 e 4.10 mostram respectivamente, a variação da resistência à compressão simples, para os corpos de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia em água, em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo.





**FIGURA 4.9 – Resistência à compressão simples em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas sem imersão prévia em água**



**FIGURA 4.10 – Resistência à compressão simples em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas após imersão prévia em água**

Tomando-se os valores da tabela 4.3 e as figuras 4.5, 4.6, 4.9 e 4.10 e analisando a evolução da resistência das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura, observa-se, considerando-se conjuntamente os 3 teores de cimento e as 2 condições de ensaio, que para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, a taxa de

ganho de resistência/dia é da ordem de 1,03 e 0,75 MPa/dia, considerando-se misturas constituídas de solos laterítico e não laterítico, respectivamente. No período seguinte, de 3 a 7 dias, o ganho de resistência é da ordem de 0,40 e 0,17 MPa/dia, para as misturas tomadas na mesma ordem. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, o ganho é da ordem de 0,09 e 0,04 MPa/dia, considerando-se ainda as mesmas misturas. Concluí-se então, que o ganho de resistência/dia é mais efetivo para as misturas constituídas com o solo laterítico.

Quanto ao efeito da imersão em água, considerando-se conjuntamente os 2 solos, a perda de resistência à compressão simples é da ordem de 26, 26 e 14%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias. Portanto, a perda de resistência é semelhante para os períodos de cura de 3 e 7 dias e menor para o período de 28 dias.

#### **4.3.1.3 Influência do tipo de solo**

Analisando-se os valores da tabela 4.3 e as figuras 4.5, 4.6, 4.9 e 4.10, observa-se que as misturas compostas com o solo de comportamento laterítico apresentam resistências superiores às das misturas constituídas com o solo de comportamento não laterítico para todos os teores de cimento, tempos de cura e condições de ensaio. Uma das razões que justificaria esta constatação é o fato dos solos lateríticos apresentarem na compactação, uma massa específica seca maior que as apresentadas pelos solos de comportamento não laterítico, evidenciando a inter-relação existente entre a resistência e a massa específica seca das misturas. Em média, as misturas compostas com o solo de comportamento não laterítico apresentam 64% da resistência adquirida pelas misturas constituídas com o solo laterítico. Em pesquisa semelhante, MOURA (1987) observou que as misturas compostas com solos de comportamento não laterítico apresentaram 86% da resistência adquirida pelas compostas com solos laterítico.

Estes resultados são semelhantes aos relatados por outros autores (MOURA, 1987; FAZZANI, 1993) que mostram que o desempenho das misturas compostas com solos de comportamento laterítico apresentam maiores valores de resistência à compressão simples quando comparadas ao desempenho das



misturas com solos de comportamento não laterítico. Entretanto, deve-se salientar que MOURA (1987) constatou que, para teores de cimento acima de 9% e períodos de cura superiores a 84 dias, a resistência das misturas com solos não lateríticos passa a ser maior que a resistência das misturas com solos lateríticos, uma conseqüência do maior ganho de resistência que estas misturas apresentam para tempos de cura mais elevados.

A diferença de comportamento entre os solos nas suas características de resistência é conseqüência da pedogênese dos dois solos. Os argilo-minerais que constituem a fração argilosa dos solos lateríticos são da família da caulinita constituídos de óxidos hidratados de ferro e alumínio, substâncias cimentantes que proporcionam um maior ganho de resistência (NOGAMI & VILLIBOR, 1995). Neste mesmo sentido, CERATTI (1991) afirma que os solos lateríticos com os seus sesquióxidos presentes na superfícies dos argilo-minerais formam uma estrutura floculada que lhes conferem um melhor comportamento mecânico.

Analisando-se o efeito da imersão em água nos valores da resistência em função do tipo de solo incorporado à mistura, observa-se que misturas constituídas com o solo laterítico e não laterítico apresentam, respectivamente, quedas de resistência da ordem de 23 e 21%, após a imersão. Neste caso, pode-se considerar que o efeito da imersão nos valores de resistência é semelhante para os dois solos.

#### **4.3.1.4 Relação entre resistência à compressão simples, o tempo de cura e o teor de cimento**

Foram realizadas regressões múltiplas através do aplicativo *STATISTICA 5.5* utilizando-se a resistência a compressão simples como variável dependente e o tempo de cura e o teor de cimento como variáveis independentes. Assim, determinaram-se as equações 4.1 e 4.2, considerando-se, respectivamente, os resultados dos ensaios das misturas compostas com os solos lateríticos e não lateríticos. A equação 4.3 foi obtida a partir dos resultados dos dois solos tomados conjuntamente.

$$RCS = 0,27.TC^{0,31} .(\%)^{1,10} \quad (4.1)$$

$$RCS = 0,11.TC^{0,21} .(\%)^{1,42} \quad (4.2)$$



$$RCS = 0,20.TC^{0,26} . (\%)^{1,21} \quad (4.3)$$

onde:

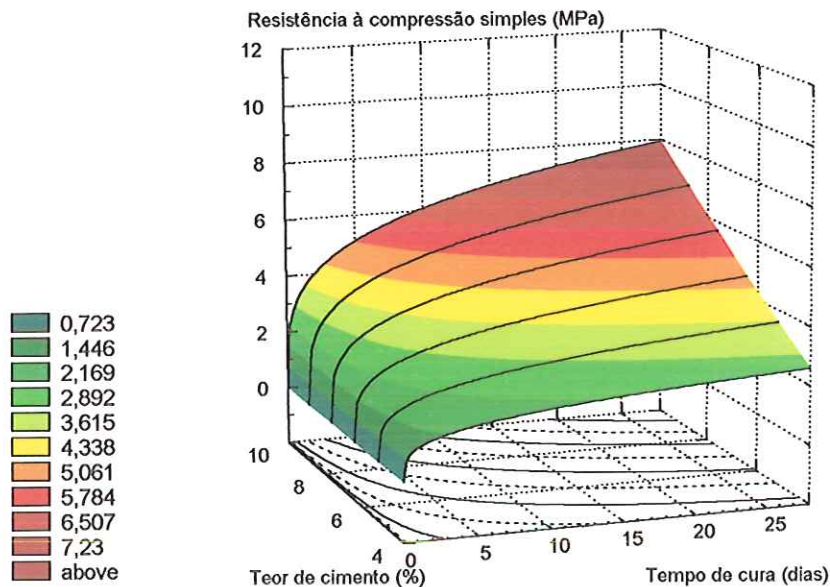
RCS - resistência à compressão simples (MPa);

TC - tempo de cura (dias);

(%) - teor de cimento.

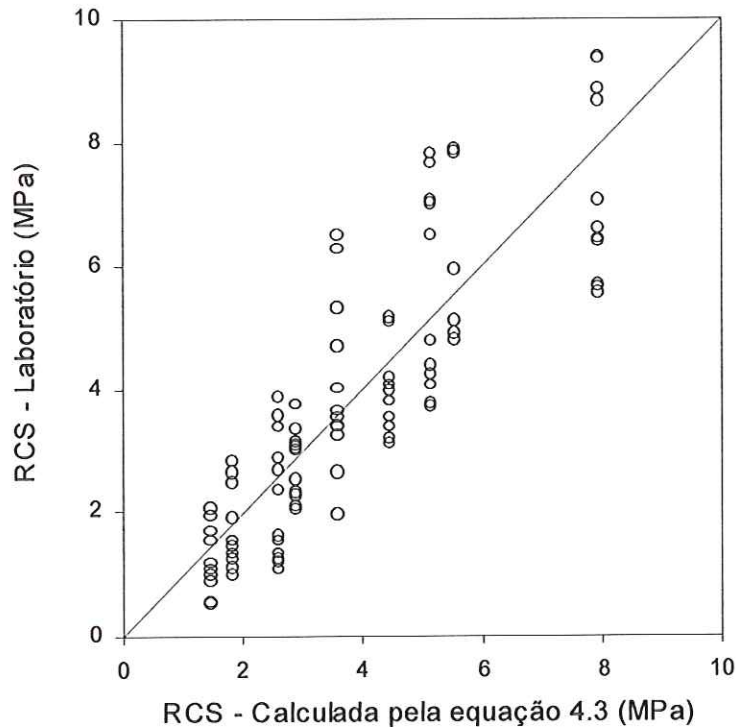
As equações 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam coeficientes de determinação ( $R^2$ ) iguais a 0,89, 0,92 e 0,74 respectivamente, indicando que existe uma boa relação entre as variáveis dos modelos em questão.

A figura 4.11 ilustra a equação 4.3.



**FIGURA 4.11 – Variação da RCS com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.3**

A figura 4.12 apresenta a relação entre os valores de resistência à compressão simples calculados a partir da equação 4.3 e os valores de resistência à compressão simples determinados através dos ensaios de laboratório. Analisando-se esta figura, observa-se que existe uma concordância razoável entre os valores de laboratório e os valores fornecidos pelo modelo.



**FIGURA 4.12 - Valores de RCS calculados usando-se a equação 4.3 “versus” valores de RCS obtidos a partir dos resultados de laboratório**

Pode-se analisar a influência do teor de cimento e do tempo de cura na resistência das misturas de solo-cimento utilizando-se a equação 4.3, como feito nos itens 4.3.1.1 e 4.3.1.2, a partir dos resultados de laboratório.

Analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.3, conclui-se que ao se elevar o teor de cimento de 4 para 7% e de 7 para 10%, o ganho de resistência é respectivamente, 96 e 53%. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos resultados dos ensaios são iguais a 156 e 39%, respectivamente.

Quanto ao efeito do tempo de cura, analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.3, conclui-se que nos períodos de 0 a 3 dias, de 3 a 7 dias, e 7 a 28 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é de 0,94, 0,50 e 0,18 MPa/dia, respectivamente. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos resultados dos ensaios são iguais a 0,90, 0,49 e 0,26 MPa/dia, respectivamente. Neste caso, a concordância entre os resultados de laboratório e os fornecidos pelo modelo pode ser considerada boa e melhor que a observada no tocante à influência do teor de cimento.

### 4.3.2 Deformabilidade das misturas de solo-cimento a partir dos ensaios de compressão simples

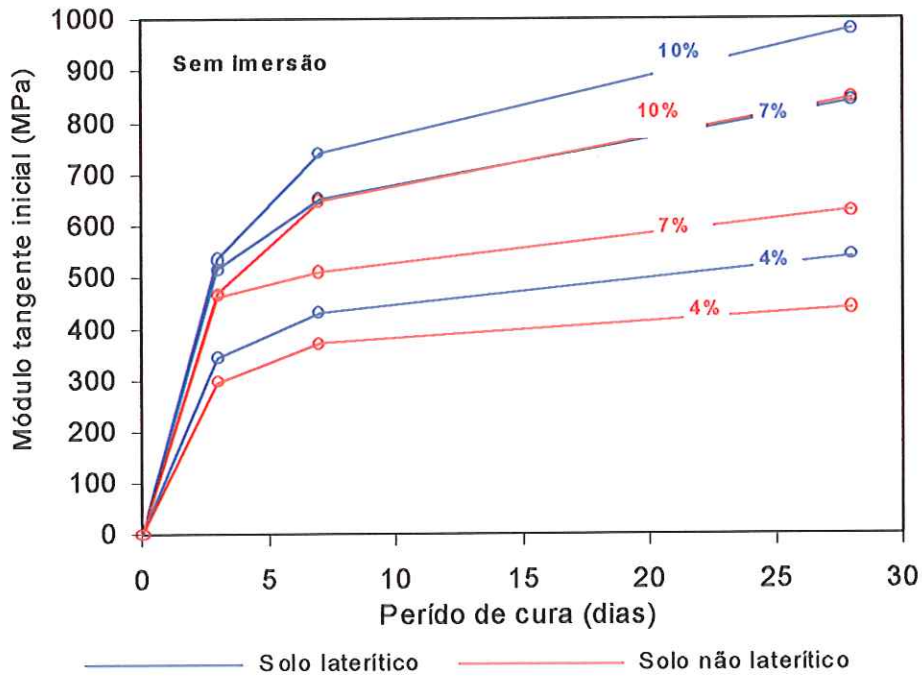
O estudo da deformabilidade das misturas de solo-cimento foi realizado através da análise da variação dos módulos tangentes iniciais ( $E_0$ ) determinados a partir das curvas tensão “versus” deformação resultantes dos ensaios de compressão simples, conforme procedimento descrito no capítulo 3, Materiais e Métodos. A tabela 4.4 apresenta os valores de  $E_0$  para as condições analisadas. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados correspondentes ao ensaio de 3 corpos de prova. O anexo II apresenta os valores de  $E_0$  de cada corpo de prova.

**TABELA 4.4 – Valores de  $E_0$  para misturas de solo-cimento**

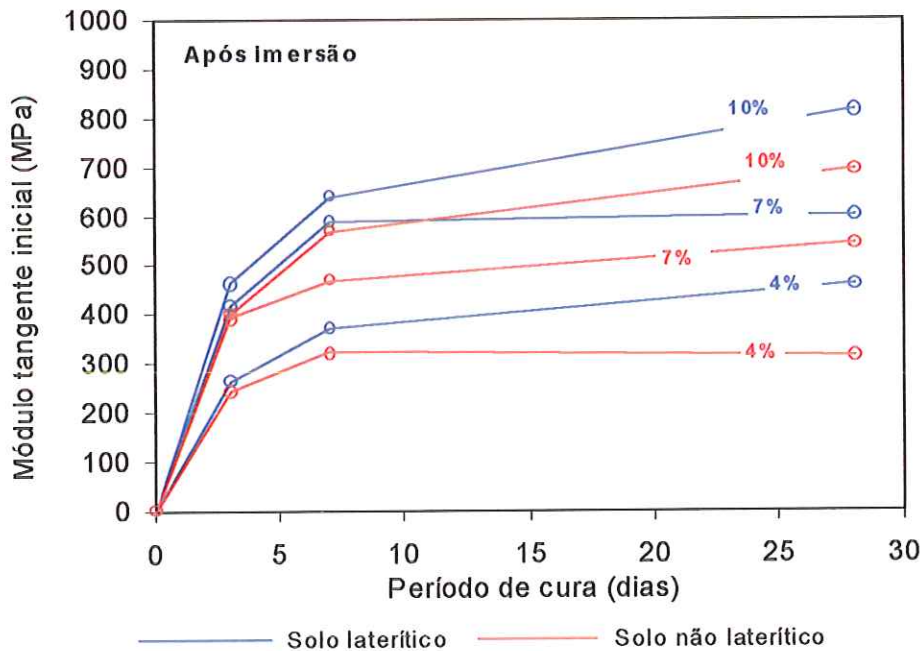
Período de cura	Material	Teor de cimento (%)	$E_0$ (MPa)	
			Sem imersão	Após imersão
3 dias	Solo laterítico	4	342	265
		7	515	416
		10	537	464
	Solo não laterítico	4	295	243
		7	463	394
		10	468	401
7 dias	Solo laterítico	4	433	374
		7	652	588
		10	741	641
	Solo não laterítico	4	371	323
		7	513	467
		10	648	570
28 dias	Solo laterítico	4	541	458
		7	839	602
		10	981	814
	Solo não laterítico	4	441	314
		7	627	543
		10	849	694

As figuras 4.13 e 4.14 apresentam a variação dos valores do módulo tangente inicial ( $E_0$ ) das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura para os corpos de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia em água, respectivamente.





**FIGURA 4.13** – Módulo tangente inicial das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios sem imersão prévia em água



**FIGURA 4.14** – Módulo tangente inicial das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios com imersão prévia em água

#### 4.3.2.1 Influência do teor de cimento

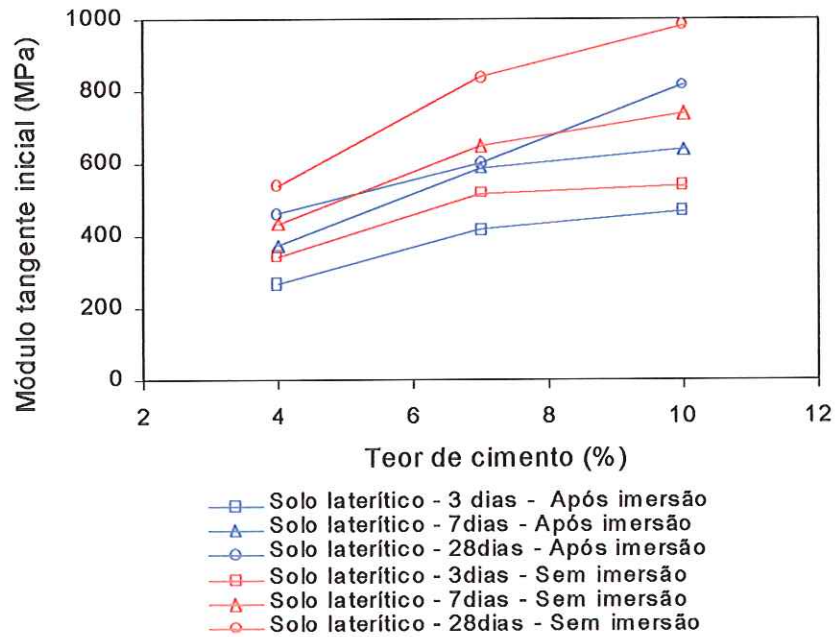
Analisando-se os valores apresentados na tabela 4.4 e as figuras 4.13 e 4.14, observa-se que o aumento do teor de cimento resulta no aumento dos valores do módulo tangente inicial para todas as misturas, independente do tipo de solo e condição de ensaio.

Neste estudo, considerando-se conjuntamente corpos de prova ensaiados sem e com imersão prévia em água, quando se eleva o teor de cimento de 4 para 7%, o aumento no valor de  $E_0$  é da ordem de 50 e 52% para misturas constituídas dos solos laterítico e não laterítico, respectivamente. Nas mesmas condições, ao se elevar o teor de cimento de 7% para 10%, o ganho é da ordem de 15% e 20%, respectivamente. Conclui-se então que, no intervalo de 4 a 7%, o aumento de  $E_0$  é equivalente para os dois tipos de solo. De 7% para 10%, este aumento é menor, aproximadamente um terço do verificado no intervalo anterior, e é mais efetivo para o solo não laterítico.

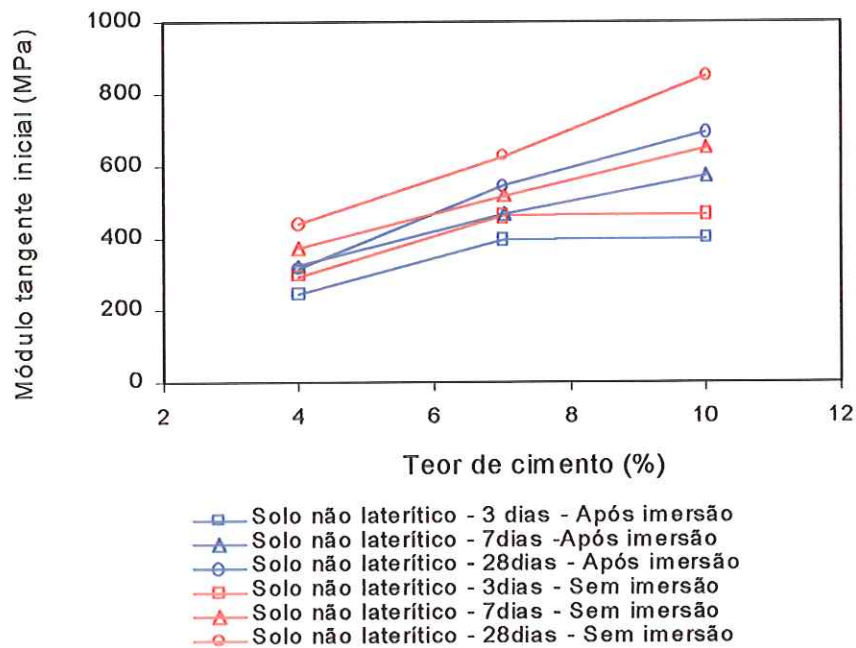
Quanto ao efeito da imersão em água, considerando-se conjuntamente as misturas constituídas com os 2 solos, o decréscimo nos valores de  $E_0$  é da ordem de 19, 16 e 14%, respectivamente para misturas com teores de 4, 7 e 10% de cimento. Portanto, a perda nos valores do módulo tangente inicial é maior para menores teores de cimento.

Comparando-se as variações de  $E_0$  e da resistência à compressão simples, pode-se afirmar que o aumento do teor de cimento tem maior repercussão na resistência do que na rigidez das misturas.

As figuras 4.15 e 4.16 mostram respectivamente, para misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico, os valores de  $E_0$  em função do teor de cimento para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias, para corpos de prova ensaiados sem imersão e com imersão prévia em água.



**FIGURA 4.15 – Módulo tangente inicial em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento laterítico sem e com imersão prévia em água**



**FIGURA 4.16 – Módulo tangente inicial em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento não laterítico sem e com imersão prévia em água**

Analisando-se as figuras 4.15 e 4.16, observa-se que a relação entre o  $E_0$  e a porcentagem de cimento é aproximadamente linear, de maneira semelhante ao observado anteriormente para a resistência à compressão simples.



### 4.3.2.2 Influência do tempo de cura

As figuras 4.17 e 4.18 mostram a variação dos valores de  $E_0$ , respectivamente para os corpos de prova ensaiados sem e com imersão prévia em água, em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo.

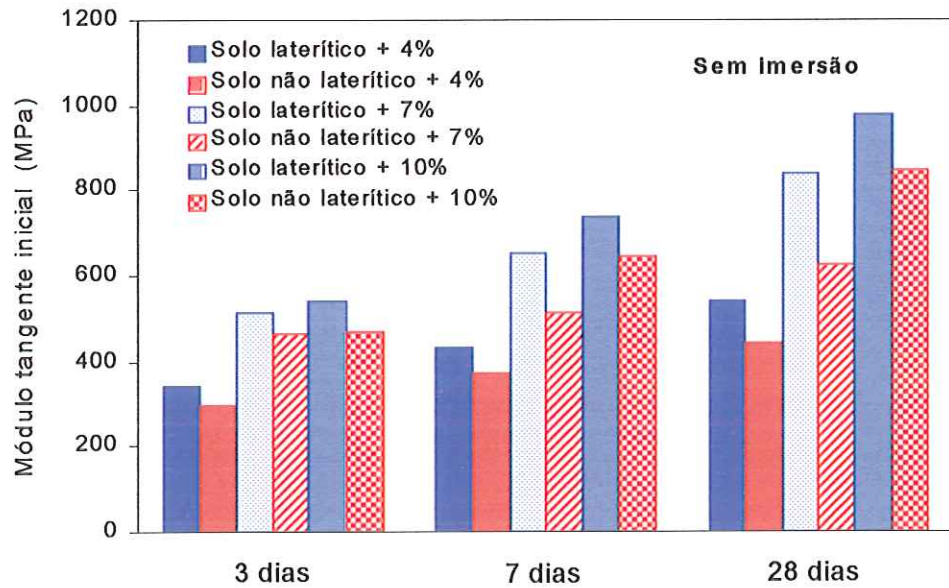


FIGURA 4.17 – Módulo tangente inicial em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas sem imersão prévia em água

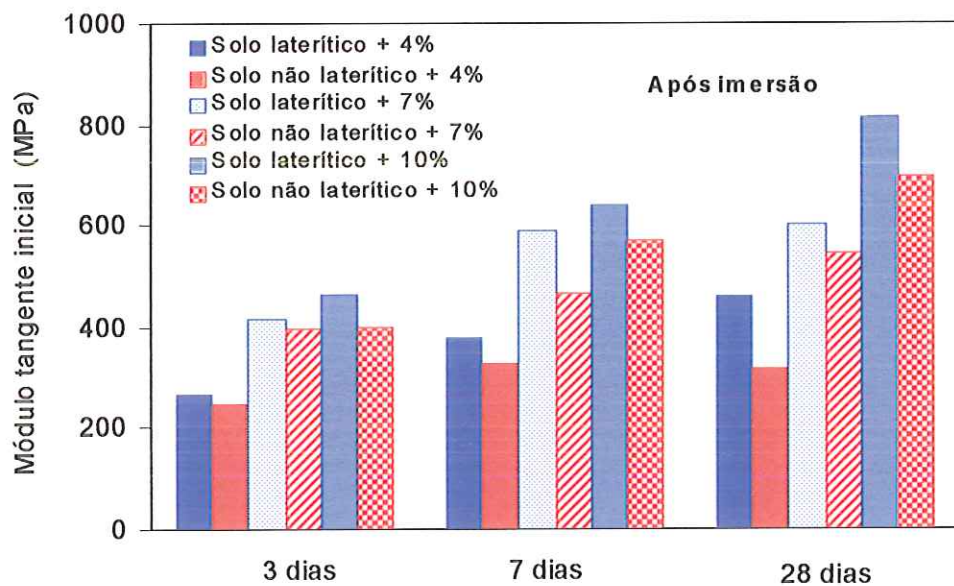


FIGURA 4.18 – Módulo tangente inicial em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas ensaiadas após imersão prévia em água

Tomando-se os valores da tabela 4.4 e as figuras 4.13, 4.14, 4.17 e 4.18 e analisando a evolução dos valores de módulo tangente inicial ao longo do tempo de cura, observa-se, considerando-se conjuntamente os 3 teores de cimento e as 2 condições de ensaio, que para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, o aumento nos valores de  $E_0$  é da ordem de 141 e 125 MPa/dia, considerando-se respectivamente, misturas constituídas de solos laterítico e não laterítico. No período seguinte, de 3 a 7 dias, o crescimento é da ordem de 37 e 26 MPa/dia. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, o ganho é da ordem de 7 e 5 MPa/dia, considerando-se ainda as mesmas misturas. Conclui-se então, que o ganho de rigidez/dia é mais efetivo para as misturas constituídas com o solo laterítico. Este comportamento é semelhante ao observado anteriormente para a resistência à compressão simples.

Quanto ao efeito da imersão em água, considerando-se conjuntamente os 2 solos, a perda nos valores de  $E_0$  é da ordem de 18, 12 e 16%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias. Portanto, a queda nos valores de  $E_0$  não mostra um padrão de variação bem definido, apresentando valores pouco discrepantes nos 3 períodos analisados.

#### **4.3.2.3 Influência do tipo de solo**

Analisando-se os valores da tabela 4.4 e as figuras 4.13, 4.14, 4.17 e 4.18, conclui-se que as misturas compostas com o solo de comportamento laterítico apresentam valores de  $E_0$  superiores às das misturas constituídas com o solo de comportamento não laterítico para todos os teores de cimento, tempos de cura e condições de ensaio. Em média, as misturas compostas com o solo de comportamento não laterítico apresentam 85% da rigidez adquirida pelas misturas constituídas com o solo laterítico.

Analisando-se o efeito da imersão em água nos valores de  $E_0$  em função do tipo de solo incorporado à mistura, observa-se que misturas constituídas com o solo laterítico e não laterítico apresentam, respectivamente, decréscimos de rigidez da ordem de 17 e 16%, após a imersão. Portanto, o efeito da imersão nos valores de  $E_0$  é semelhante para os dois solos, como foi observado anteriormente para a resistência à compressão simples.

#### 4.3.2.4 Relação entre $E_0$ , o tempo de cura e o teor de cimento

Foram realizadas regressões múltiplas através do aplicativo *STATISTICA 5.5* utilizando-se o módulo tangente inicial como variável dependente e o tempo de cura e o teor de cimento como variáveis independentes. Assim, determinaram-se as equações 4.4 e 4.5, considerando-se, respectivamente, os resultados dos ensaios das misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico. A equação 4.6 foi obtida a partir dos resultados dos dois solos tomados conjuntamente.

$$E_0 = 119,88.TC^{0,20}.(%)^{0,56} \quad (4.4)$$

$$E_0 = 100,91.TC^{0,20}.(%)^{0,58} \quad (4.5)$$

$$E_0 = 100,27.TC^{0,20}.(%)^{0,62} \quad (4.6)$$

onde:

$E_0$  - módulo tangente inicial (MPa);

TC - tempo de cura (dias);

(%) - teor de cimento.

As equações 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam coeficientes de determinação ( $R^2$ ) iguais a 0,84, 0,88 e 0,78 respectivamente, indicando que existe uma boa relação entre as variáveis dos modelos em questão. Estes coeficientes são muito próximos aos determinados para a resistência à compressão simples.

A figura 4.19 ilustra a equação 4.6 e a figura 4.20 apresenta a relação entre os valores de módulo tangente inicial calculados a partir desta equação e os valores de módulo tangente inicial determinados através dos ensaios de laboratório. Analisando-se esta última figura, observa-se que existe uma concordância razoável entre os valores de laboratório e os valores fornecidos pelo modelo.

Pode-se analisar a influência do teor de cimento e do tempo de cura no módulo tangente inicial das misturas de solo-cimento utilizando-se a equação 4.6, como feito nos itens 4.3.2.1 e 4.3.2.2, a partir dos resultados de laboratório.



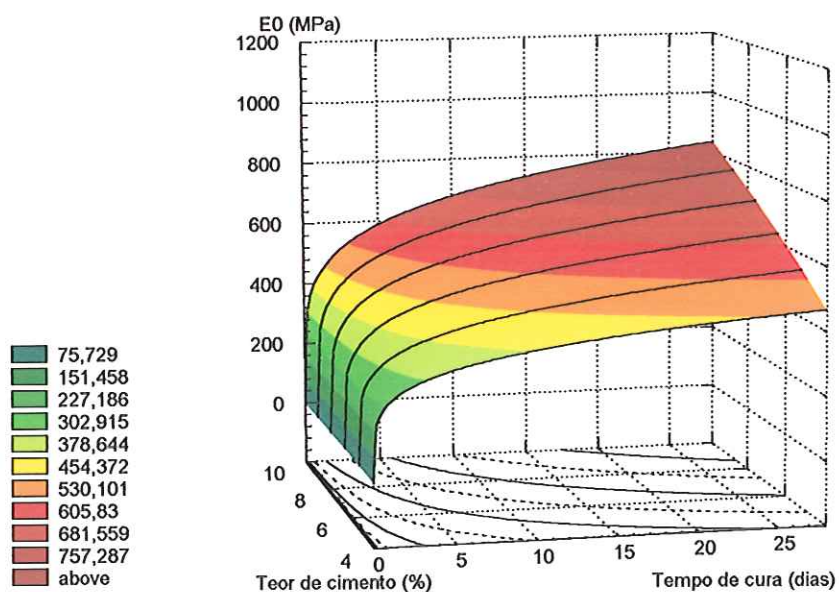


FIGURA 4.19 – Variação de  $E_0$  com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.6

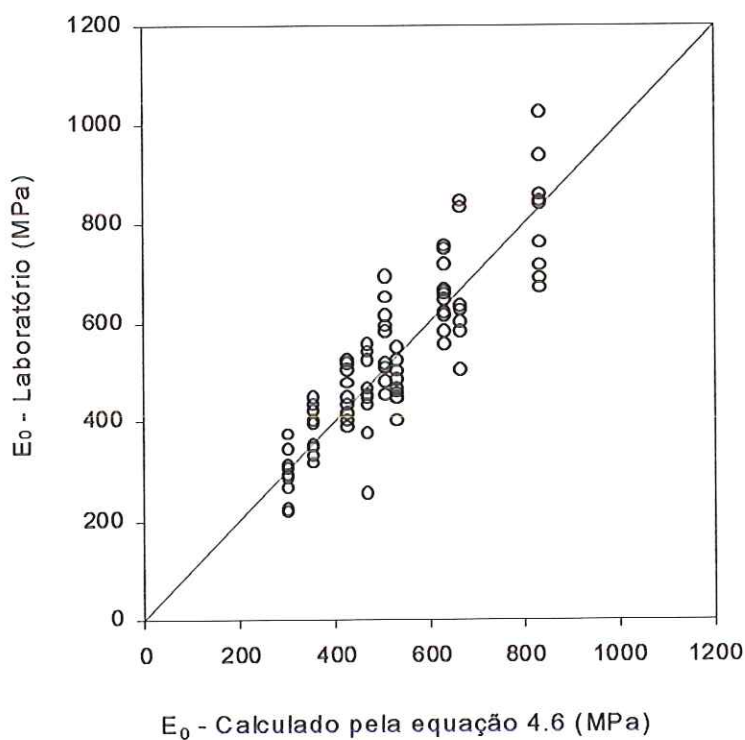


FIGURA 4.20 – Valores de  $E_0$  calculados usando-se a equação 4.6 “versus” valores de  $E_0$  obtidos a partir dos resultados de laboratório

Analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.6, conclui-se que ao se elevar o teor de cimento de 4 para 7% e de 7 para 10%, o ganho de rigidez é respectivamente, 42 e 25%. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos resultados dos ensaios são iguais a 51 e 18%, respectivamente.

Quanto ao efeito do tempo de cura, analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.6, conclui-se que nos períodos de 0 a 3 dias, de 3 a 7 dias, e 7 a 28 dias, a taxa de ganho de rigidez/dia é respectivamente, igual a 137, 72 e 23 MPa/dia. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos resultados dos ensaios são iguais a 133, 64 e 36 MPa/dia, respectivamente. Neste caso, a concordância entre os resultados de laboratório e os fornecidos pelo modelo pode ser considerada boa e melhor que a observada no tocante à influência do teor de cimento, como já fora observado também para a resistência.

#### 4.3.3 Resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento

Conforme apresentado no capítulo 3, Materiais e Métodos, foram ensaiadas misturas de fosfogesso e cimento estabilizadas com 7 e 10% de cimento.

A tabela 4.5 apresenta a resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento para os teores de cimento e tempos de cura utilizados na pesquisa. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. A planilha com os resultados de todos os ensaios está apresentada no Anexo III.

**TABELA 4.5 - Resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento**

Material	Período de cura	Teor de cimento (%)	RCS (MPa) Sem imersão	RCS (MPa) Após imersão
Fosfogesso + cimento	3 dias	7	0,16	0,09
		10	0,22	0,16
	7 dias	7	0,36	0,26
		10	0,54	0,45
	28 dias	7	0,71	0,62
		10	0,91	0,80

Tomando-se os valores da tabela 4.5, a figura 4.21 apresenta a variação da resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento ao longo do tempo de cura para os corpos de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia por 4 horas em água.

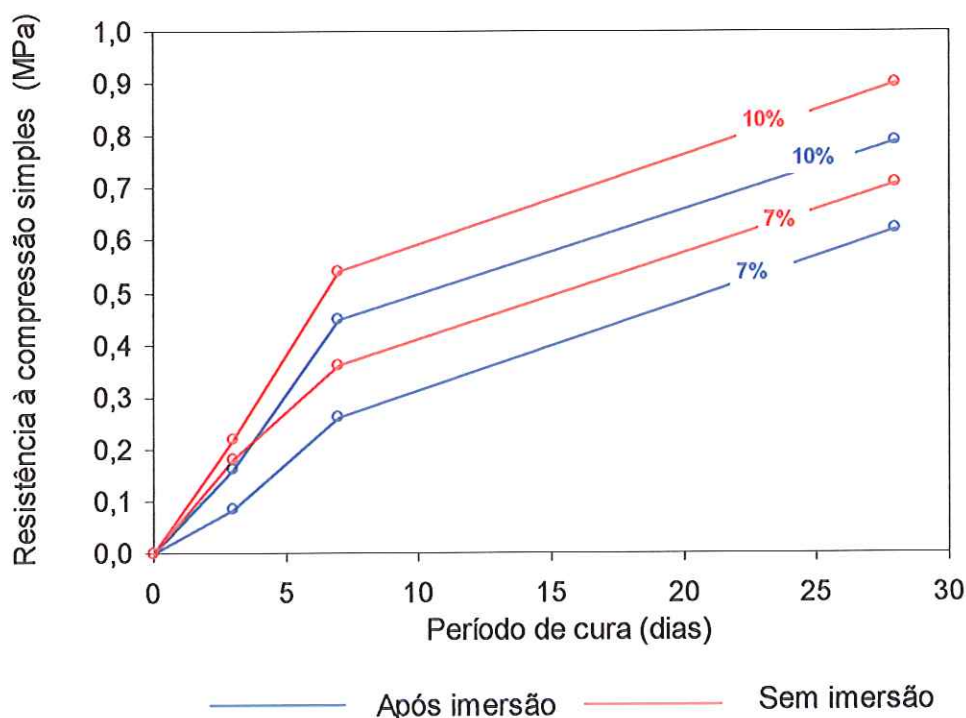


FIGURA 4.21 - Resistência à compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento submetidas aos períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiadas com e sem imersão prévia em água

#### 4.3.3.1 Influência do teor de cimento

Analisando-se os valores apresentados na tabela 4.5 e a figura 4.21, observa-se que o aumento do teor de cimento resultou no aumento de resistência à compressão para todas as misturas independente da condição de ensaio, fato também constatado por outros autores (TAKEDA, 1998; SILVESTRE, 2000; ONG et al., 1994; CHANG & MANTELL, 1990; TAHA et al., 1992).

Quando se eleva o teor de cimento de 7 para 10%, o ganho de resistência é da ordem de 46%, considerando-se conjuntamente corpos de prova ensaiados sem e com imersão prévia em água. TAKEDA (1998) constatou aumentos de resistência na ordem de 25, 39 e 64%, respectivamente, para as misturas com teores de 10, 12

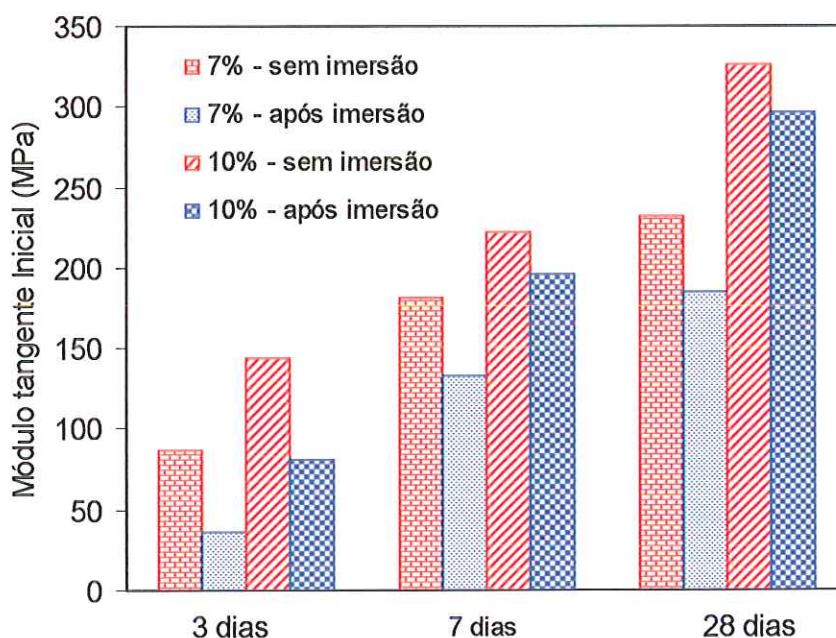


e 15% de cimento, em relação ao teor de 7%, independente da condição de ensaio. Silvestre (2000), utilizando na compactação a energia normal do ensaio de Proctor, constatou aumentos de resistência da ordem de 69% e 142%, respectivamente, para as misturas com teores de 10% e 15% de cimento, em relação ao teor de 5%, independente da condição de ensaio.

Quanto ao efeito da imersão em água, a perda de resistência à compressão simples é da ordem de 29 e 19%, respectivamente para misturas com teores de 7 e 10% de cimento. Concluí-se portanto, que a perda de resistência é maior para o menor teor de cimento. SILVESTRE (2000), em pesquisa realizada com o mesmo material constatou, que a perda de resistência à compressão simples foi da ordem de 15 e 11%, respectivamente para misturas com teores de 5 e 10%.

#### 4.3.3.2 Influência do tempo de cura

A figura 4.22 mostra a variação da resistência à compressão simples para os corpos de prova ensaiados com e sem imersão prévia em água, em função do tempo de cura e teor de cimento.



**FIGURA 4.22 - Resistência à compressão simples em função do teor de cimento e tempo de cura, para misturas de fosfogesso e cimento ensaiadas com e sem imersão prévia em água**

Tomando-se os valores da tabela 4.5 e as figuras 4.21 e 4.22 e analisando a evolução da resistência das misturas de fosfogesso e cimento ao longo do tempo de cura, observa-se, considerando-se conjuntamente os 2 teores de cimento e as 2 condições de ensaio, que para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é da ordem de 0,050 MPa/dia. Para o período seguinte, de 3 a 7 dias, o ganho de resistência é da ordem de 0,063 MPa/dia. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, o ganho é da ordem de 0,016 MPa/dia, considerando-se ainda as mesmas misturas. Assim, comparando-se o período inicial de cura, até 3 dias, com o período intermediário, de 3 a 7 dias, constata-se que a taxa de crescimento da resistência neste último período é superior ao do período inicial. Este comportamento contraria os observados por outros autores, (SAYLAK et al, 1998; GREGORY et al, 1984; TAHA et al, 1992; SILVESTRE, 2000; TAKEDA, 1998) onde o ganho de resistência diminui ao longo do tempo. Por exemplo, na pesquisa conduzida por SILVESTRE (2000), determinou-se que a taxa de ganho de resistência, nos mesmos períodos, é de 0,09; 0,07 e 0,03 MPa/dia; respectivamente. Não foi possível identificar a razão dos resultados em questão, que poderia estar relacionada a problemas na moldagem dos corpos de prova ou na execução dos ensaios.

Quanto ao efeito da imersão em água, concluí-se que a perda de resistência à compressão simples é da ordem de 39, 22 e 12%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias. Neste caso, a perda de resistência é menor quanto maior o período de cura. SILVESTRE (2000), analisando os teores de 10 e 15%, concluiu que a perda de resistência decorrente da imersão em água é da ordem de 18, 14, 13 e 9%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7, 28 e 84 dias.

#### **4.3.3.3 Relação entre resistência à compressão simples, o tempo de cura e o teor de cimento**

Foram realizadas regressões múltiplas utilizando-se a resistência a compressão simples como variável dependente e o tempo de cura e o teor de cimento como variáveis independentes. Assim, determinou-se a equação 4.7 obtida a partir de todos os resultados tomados conjuntamente.

$$RCS = 0,02.TC^{0,56}.(%)^{0,82} \quad (4.7)$$

onde:

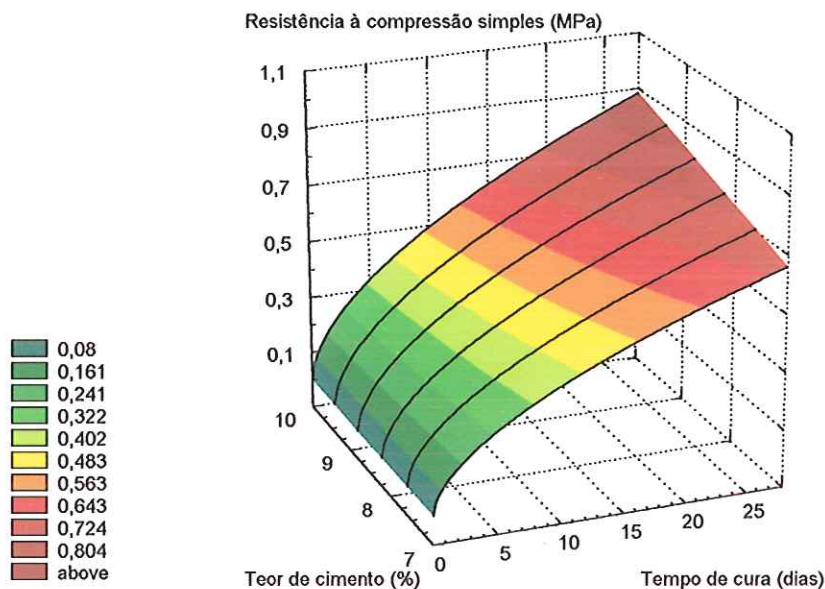
RCS - resistência à compressão simples (MPa);

TC - tempo de cura (dias);

(%) - teor de cimento.

A equação 4.7 apresenta coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,92, indicando que existe uma boa relação entre as variáveis do modelo em questão.

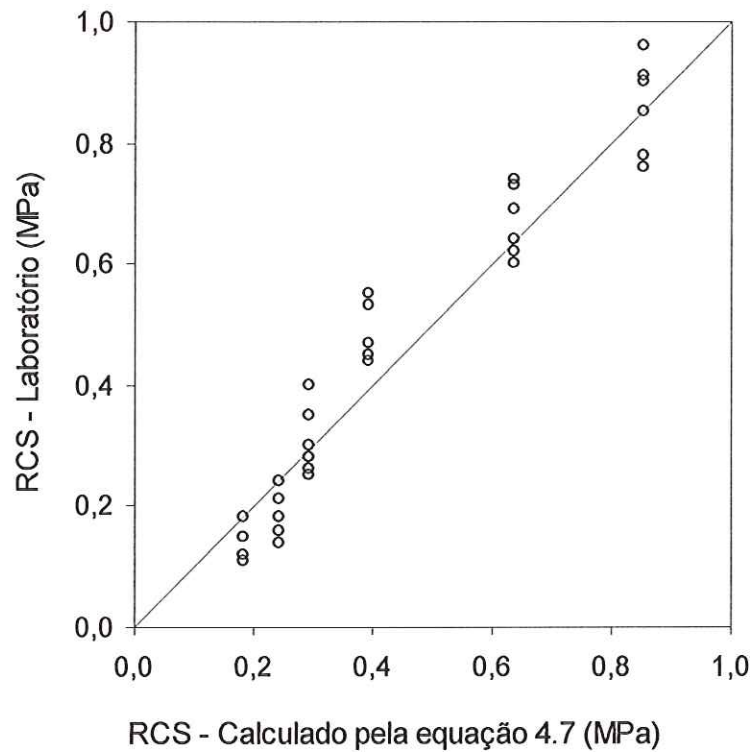
A figura 4.23 ilustra a equação 4.7.



**FIGURA 4.23 – Variação da RCS com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.7**

A figura 4.24 apresenta a relação entre os valores de resistência à compressão simples calculados a partir da equação 4.7 e os valores de resistência à compressão simples determinados através dos ensaios de laboratório. Analisando-se esta figura, observa-se que existe uma concordância razoável entre os valores de laboratório e os valores fornecidos pelo modelo.





**FIGURA 4.24 - Valores de RCS calculados usando-se a equação 4.7 “versus” valores de RCS obtidos a partir dos resultados de laboratório**

Pode-se analisar a influência do teor de cimento e do tempo de cura na resistência das misturas de fosfogesso e cimento utilizando-se a equação 4.7, como feito nos itens 4.3.3.1 e 4.3.3.2, a partir dos resultados de laboratório.

Analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.7, conclui-se que ao se elevar o teor de cimento de 7 para 10%, o ganho de resistência é igual a 43%. Para efeito de comparação, este mesmo valor determinado a partir dos ensaios é igual a 46%, mostrando uma boa concordância entre os resultados.

Quanto ao efeito do tempo de cura, analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.3, conclui-se que nos períodos de 0 a 3 dias, de 3 a 7 dias, e 7 a 28 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é respectivamente, 0,071, 0,049 e 0,016 MPa/dia. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos ensaios são iguais a 0,054, 0,063 e 0,016 MPa/dia, respectivamente, mostrando uma concordância razoável entre os resultados.

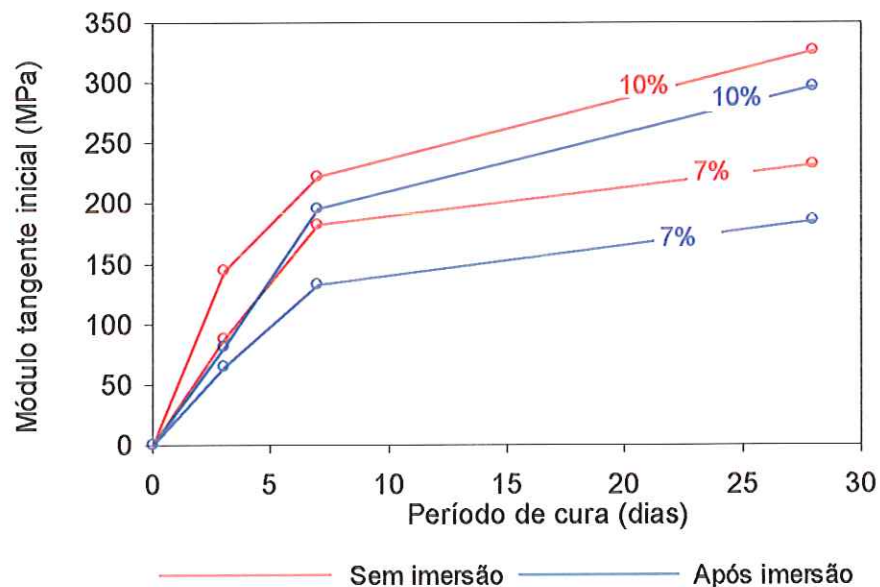
#### 4.3.4 Deformabilidade a partir dos ensaios de compressão simples das misturas de fosfogesso e cimento

O estudo da deformabilidade das misturas de fosfogesso e cimento foi realizado através da análise da variação dos módulos tangentes iniciais ( $E_0$ ) determinados a partir das curvas tensão “versus” deformação resultantes dos ensaios de compressão simples. A tabela 4.6 apresenta os valores de  $E_0$  para as condições analisadas. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. O Anexo III apresenta os valores de  $E_0$  correspondentes a cada corpo de prova.

**TABELA 4.6 – Valores de  $E_0$  para misturas de fosfogesso e cimento**

Material	Período de cura	Teor de cimento (%)	$E_0$ (MPa)	
			Sem imersão	Após imersão
Fosfogesso + cimento	3 dias	7	87	64
		10	143	81
	7 dias	7	181	133
		10	222	196
	28 dias	7	231	185
		10	326	296

A figura 4.25 apresenta a variação dos valores de  $E_0$  das misturas de fosfogesso e cimento ao longo do tempo de cura, influência do teor de cimento, para os corpos de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia em água.



**FIGURA 4.25 – Módulo tangente inicial das misturas de fosfogesso e cimento submetidas aos períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiadas com e sem imersão prévia em água**

#### 4.3.4.1 Influência do teor de cimento

Analisando-se os valores apresentados na tabela 4.6 e a figura 4.25, observa-se que o aumento do teor de cimento resulta no aumento dos valores do módulo tangente inicial independente da condição de ensaio, fato também constatado por outros autores (TAKEDA, 1998; SILVESTRE, 2000).

Considerando-se conjuntamente os corpos de prova ensaiados sem e com imersão prévia em água, quando se eleva o teor de cimento de 7 para 10%, o aumento nos valores de  $E_0$  é da ordem de 43%. SILVESTRE (2000), utilizando corpos de prova compactados na energia normal do ensaio de Proctor, constatou aumentos nos valores de  $E_0$  da ordem de 101% e 143%, respectivamente, para as misturas com teores de 10% e 15% de cimento, em relação ao teor de 5%, independente da condição de ensaio.

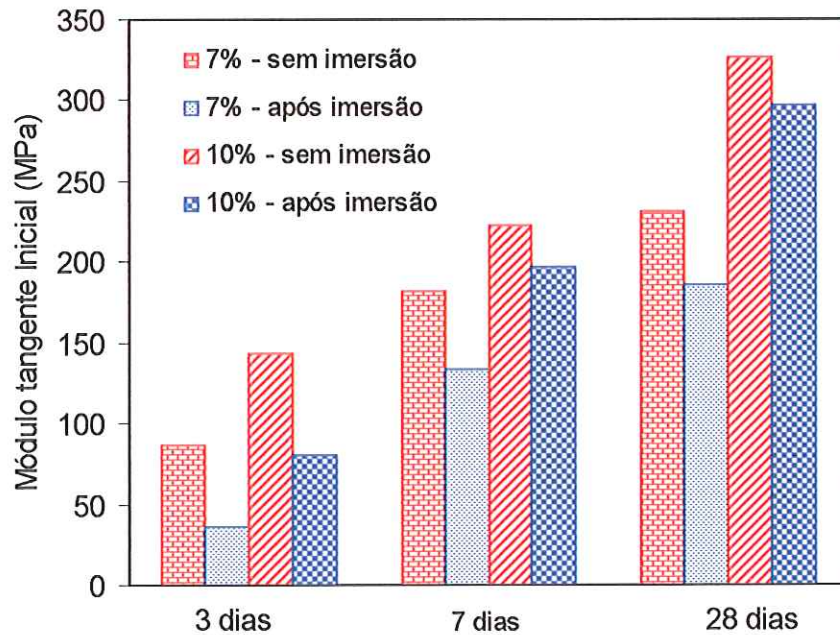
Quanto ao efeito da imersão em água, o decréscimo nos valores de  $E_0$  é da ordem de 25 e 21%, respectivamente para misturas com teores de 7 e 10% de cimento. Concluí-se portanto, que a diminuição nos valores de  $E_0$  é maior para o menor teor de cimento. SILVESTRE (2000), em pesquisa realizada com o mesmo material; constatou, quanto ao efeito da imersão em água, que a perda nos valores de  $E_0$  foi da ordem de 14, 13 e 7%, respectivamente para misturas com teores de 5, 10 e 15%.

Comparando-se as variações de  $E_0$  e da resistência à compressão simples, pode-se afirmar que, semelhante ao comportamento das misturas de solo-cimento, o aumento do teor de cimento tem maior repercussão na resistência do que na rigidez das misturas.

#### 4.3.4.2 Influência do tempo de cura

A figura 4.26 mostra a variação dos valores de  $E_0$  para os corpos de prova ensaiados com e sem imersão prévia em água, em função do tempo de cura e teor de cimento.





**FIGURA 4.26 – Módulo tangente inicial em função do teor de cimento e tempo de cura, para misturas ensaiadas de fosfógeno e cimento com e sem imersão prévia em água**

Tomando-se os valores da tabela 4.6 e as figuras 4.25 e 4.26 e analisando a evolução dos valores de  $E_0$  das misturas de fosfógeno e cimento ao longo do tempo de cura, observa-se, considerando-se conjuntamente os 2 teores de cimento e as 2 condições de ensaio, que para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é da ordem de 31 MPa/dia. Para o período seguinte, de 3 a 7 dias, o ganho de resistência é da ordem de 22 MPa/dia. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, o ganho é da ordem de 4 MPa/dia, considerando-se ainda as mesmas misturas. Conclui-se então, que o ganho de resistência/dia é mais efetivo para o intervalo de 0 a 3 dias, diminuindo com o decorrer do tempo.

Quanto ao efeito da imersão em água, perda dos valores de  $E_0$  é da ordem de 34, 19 e 14%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias. Neste caso, a perda nos valores de  $E_0$  é menor quanto maior o período de cura. SILVESTRE (2000), analisando os teores de 10 e 15%, concluiu que a perda de resistência decorrente da imersão em água é da ordem de 20, 15, 11 e 8%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7, 28 e 84 dias.

#### 4.3.2.3 Relação entre $E_0$ , o tempo de cura e o teor de cimento

Foram realizadas regressões múltiplas utilizando-se o módulo tangente inicial como variável dependente e o tempo de cura e o teor de cimento como variáveis independentes. Assim, determinou-se a equação 4.8, considerando-se, todos os corpos de prova.

$$E_0 = 6,88.TC^{0,38}.(%)^{0,1,09} \quad (4.8)$$

onde:

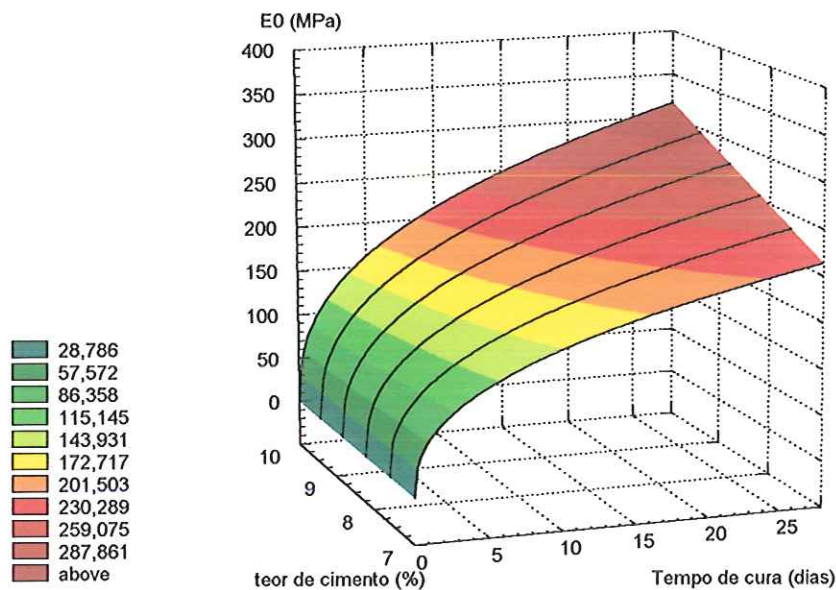
$E_0$  - módulo tangente inicial (MPa);

TC - tempo de cura (dias);

(%) - teor de cimento.

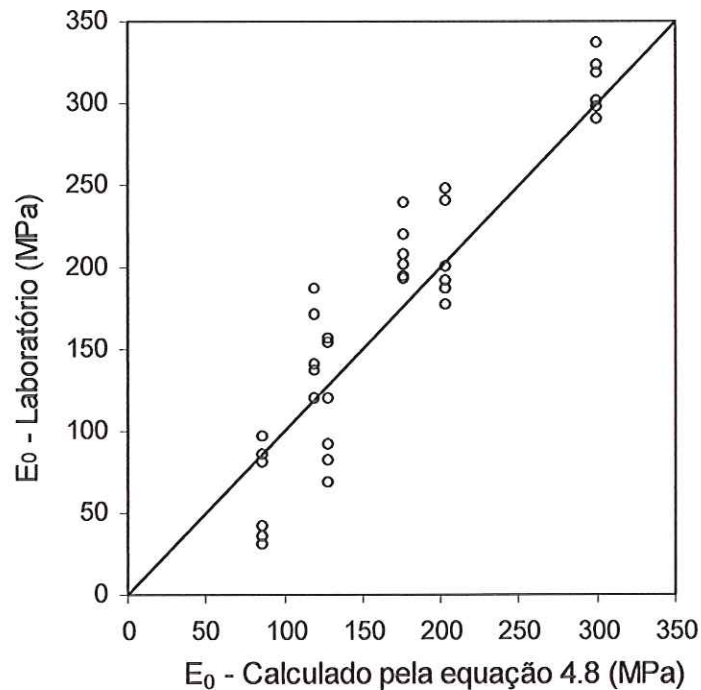
A equação 4.8 apresenta coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,84, indicando que existe uma boa relação entre as variáveis dos modelos em questão.

A figura 4.27 ilustra a equação 4.8 e a figura 4.28 apresenta a relação entre os valores de módulo tangente inicial calculados a partir desta equação e os valores de módulo tangente inicial determinados através dos ensaios de laboratório. Analisando-se esta última figura, observa-se que existe uma concordância razoável entre os valores de laboratório e os valores fornecidos pelo modelo.



**FIGURA 4.27 – Variação de  $E_0$  com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.8**

Pode-se analisar a influência do teor de cimento e do tempo de cura no módulo tangente inicial das misturas de fosfogesso e cimento utilizando-se a equação 4.8, como feito nos itens 4.3.4.1 e 4.3.4.2, a partir dos resultados de laboratório.



**FIGURA 4.28 – Valores de  $E_0$  calculados usando-se a equação 4.8 “versus” valores de  $E_0$  obtidos a partir dos resultados de laboratório**

Analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.8, conclui-se que ao se elevar o teor de cimento de 7 para 10%, o ganho de rigidez é igual a 48%. Para efeito de comparação, este mesmo valor determinado a partir dos ensaios é igual a 43%, mostrando uma boa concordância entre os resultados.

Quanto ao efeito do tempo de cura, analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.6, conclui-se que nos períodos de 0 a 3 dias, de 3 a 7 dias, e 7 a 28 dias, a taxa de ganho de rigidez/dia é respectivamente, de 36, 21 e 4 MPa/dia. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos ensaios são iguais a 31, 22 e 4 MPa/dia, respectivamente, mostrando também uma boa concordância entre os resultados.



#### 4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados dos ensaios de compressão diametral forneceram subsídios para avaliar o comportamento das misturas de solo-cimento no tocante à resistência à tração indireta, considerando-se a influência do teor de cimento, tempo de cura, condição de ensaio e tipo de solo incorporado à mistura nesta variável.

##### 4.4.1 Resistência à tração por compressão diametral das misturas de solo-cimento

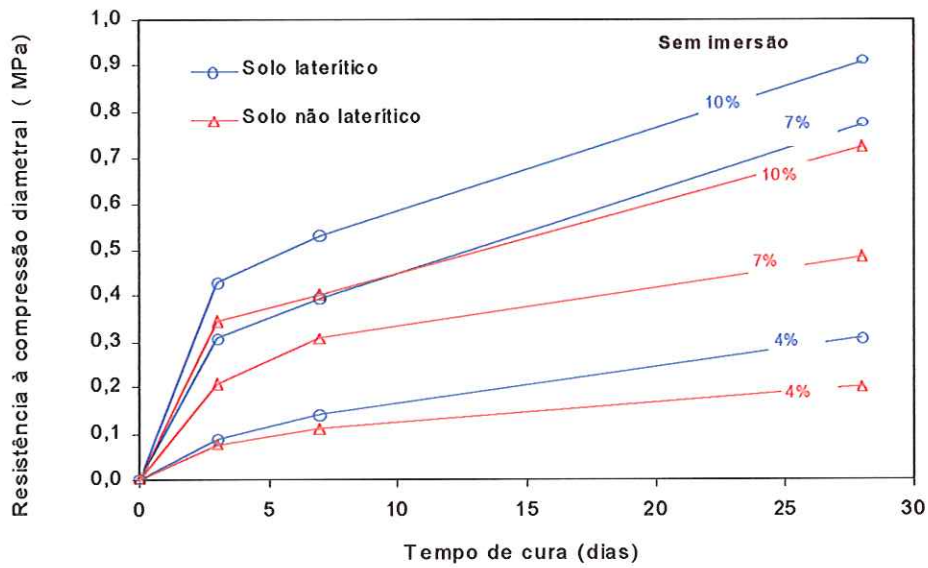
Conforme apresentado no capítulo 3, Materiais e Métodos, foram ensaiadas misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico, estabilizadas com 4, 7 e 10% de cimento e curadas 3, 7 e 28 dias. A tabela 4.7 apresenta a resistência à tração indireta das misturas de solo-cimento para os teores de cimento, tempos de cura e tipos de solos utilizados na pesquisa. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. A planilha com os resultados de todos os ensaios está apresentada no Anexo IV.

**TABELA 4.7 – Resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento**

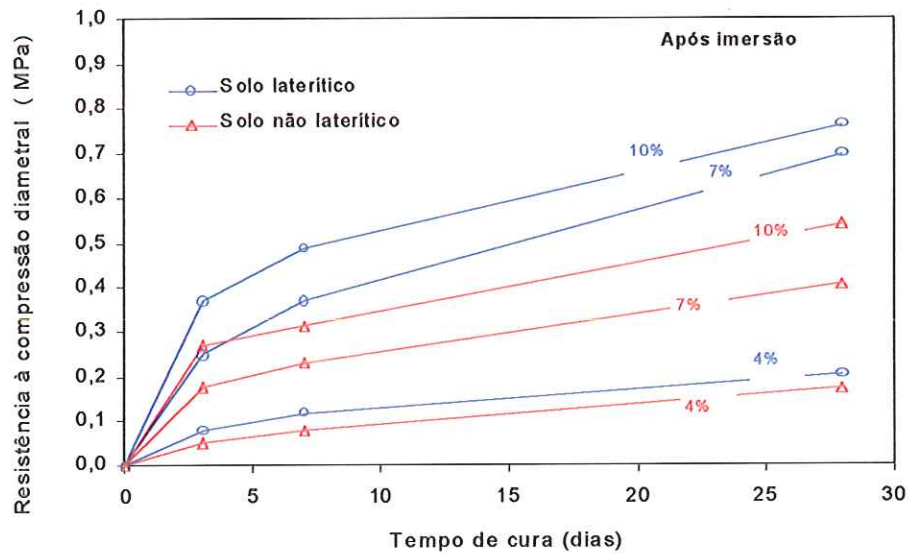
Período de cura	Material	Teor de cimento (%)	RCD (MPa) Sem imersão	RCD (MPa) Após imersão
3 dias	Solo laterítico	4	0,09	0,08
		7	0,31	0,25
		10	0,43	0,37
	Solo não laterítico	4	0,08	0,05
		7	0,21	0,18
		10	0,34	0,27
7 dias	Solo laterítico	4	0,14	0,12
		7	0,39	0,37
		10	0,53	0,49
	Solo não laterítico	4	0,11	0,08
		7	0,31	0,23
		10	0,40	0,31
28 dias	Solo laterítico	4	0,31	0,20
		7	0,77	0,70
		10	0,91	0,76
	Solo não laterítico	4	0,20	0,17
		7	0,48	0,41
		10	0,72	0,54

As figuras 4.29 e 4.30 apresentam a variação da resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura, para os corpos

de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia em água, respectivamente.



**FIGURA 4.29 – Resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios sem imersão prévia em água**



**FIGURA 4.30 – Resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo para ensaios com imersão prévia em água**

#### 4.4.1.1 Influência do teor de cimento

Analisando-se os valores apresentados na tabela 4.7 e as figuras 4.29 e 4.30, observa-se que o aumento do teor de cimento resultou no aumento de resistência à compressão diametral para todas as misturas, independente do tipo de solo e condição de ensaio.

Neste estudo, considerando-se conjuntamente corpos de prova ensaiados sem e com imersão prévia por 4 horas em água, quando se eleva o teor de cimento de 4 para 7%, o ganho de resistência é da ordem de 199% e 163% para misturas constituídas respectivamente dos solos laterítico e não laterítico. Nas mesmas condições, ao se elevar o teor de cimento de 7% para 10%, o ganho é da ordem de 25% e 43%, respectivamente. Conclui-se então que o aumento de resistência com o aumento da quantidade de cimento é muito mais efetivo no primeiro intervalo. Neste intervalo as misturas constituídas com o solo laterítico apresentam o maior ganho de resistência, situação que se inverte no intervalo seguinte.

Comparando-se os resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral, observa-se que os ganhos de resistência obtidos com o aumento do teor de cimento calculado a partir dos dois ensaios são muito semelhantes.

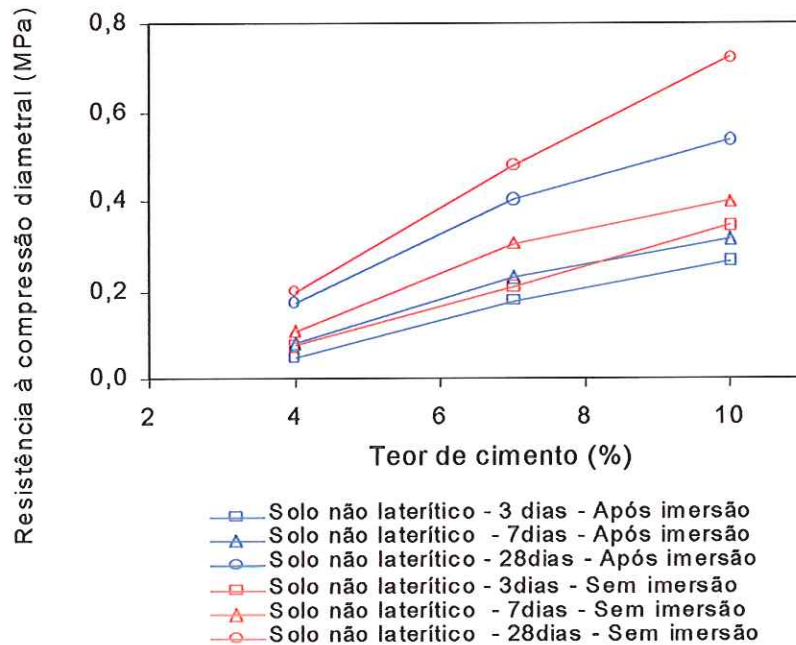
Quanto ao efeito da imersão em água, considerando-se conjuntamente as misturas constituídas com os 2 solos, a perda de resistência à compressão diametral é da ordem de 23, 15 e 17%, respectivamente para misturas com teores de 4, 7 e 10% de cimento. Portanto, a perda de resistência é maior para o menor teor de cimento, sendo equivalente para os outros dois teores.

As figuras 4.31 e 4.32 mostram para misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico, respectivamente, a resistência à compressão diametral em função do teor de cimento para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias, para corpos de prova ensaiados sem imersão e com imersão prévia em água.

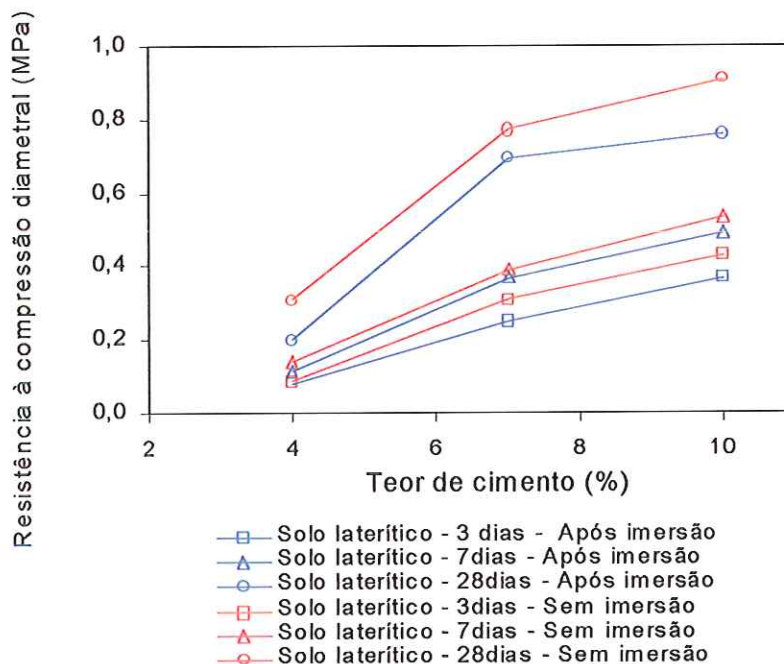
Analisando-se as figuras 4.31 e 4.32, observa-se que a relação entre a resistência à compressão diametral e o teor de cimento é aproximadamente linear,



excetuando-se os corpos de prova constituídos com o solo laterítico e 7% de cimento, ensaiados após 28 dias de cura. Este comportamento é semelhante ao observado anteriormente para os resultados dos ensaios de compressão simples.



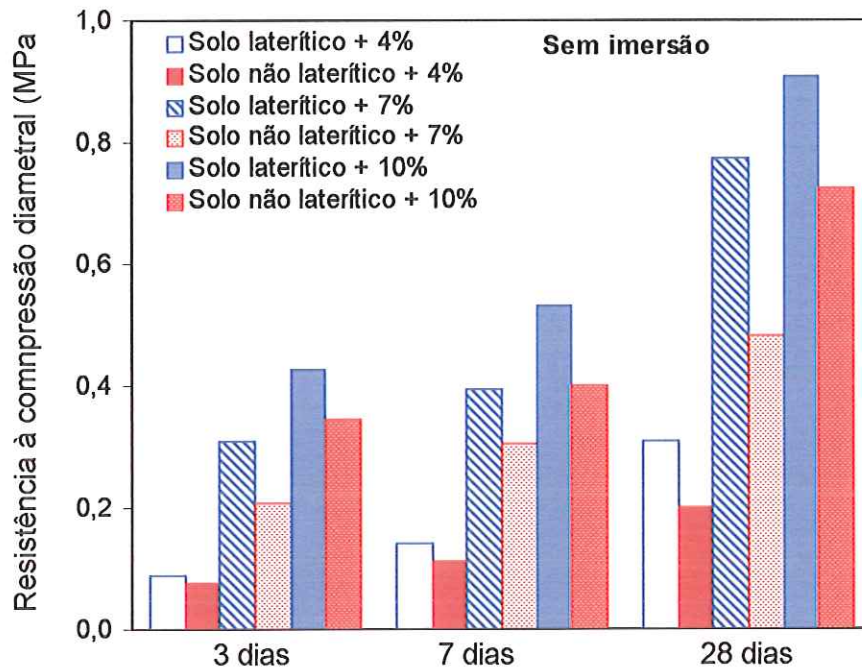
**FIGURA 4.31 – Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento laterítico sem e com imersão prévia em água**



**FIGURA 4.32 – Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento para misturas de solo-cimento compostas com o solo de comportamento não laterítico sem e com imersão prévia em água**

#### 4.4.1.2 Influência do tempo de cura

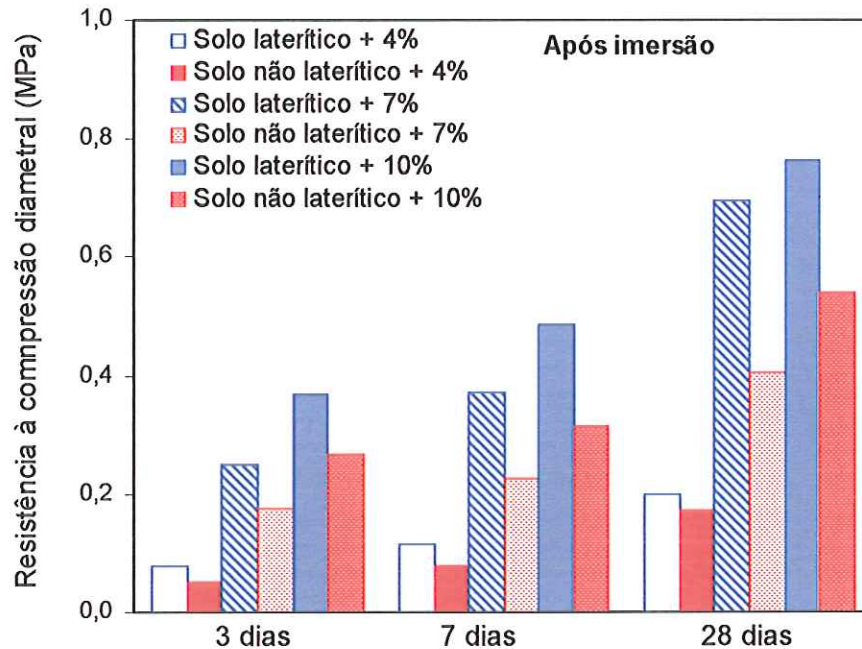
As figuras 4.33 e 4.34 mostram a variação da resistência à compressão diametral, respectivamente para os corpos de prova ensaiados sem imersão e após imersão prévia em água, em função do tempo de cura, teor de cimento e tipo de solo.



**FIGURA 4.33 – Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas de solo-cimento ensaiadas sem imersão prévia em água**

Tomando-se os valores da tabela 4.7 e as figuras 4.29, 4.30, 4.33 e 4.34 e analisando a evolução da resistência das misturas de solo-cimento ao longo do tempo de cura, observa-se, considerando conjuntamente os 3 teores de cimento e as 2 condições de ensaio, que para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é da ordem de 0,084 e 0,062 MPa/dia para misturas constituídas respectivamente dos solos laterítico e não laterítico. No período seguinte, de 3 a 7 dias, o ganho de resistência é da ordem de 0,022 e 0,013 MPa/dia para as misturas tomadas na mesma ordem. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, o ganho é da ordem de 0,013 e 0,009 MPa/dia, considerando-se ainda as mesmas misturas. Portanto, o ganho de resistência/dia é mais efetivo para as misturas constituídas com solos lateríticos.

Este comportamento coincide com o verificado anteriormente para a resistência à compressão simples.



**FIGURA 4.34 – Resistência à compressão diametral em função do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo, para misturas de solo-cimento ensaiadas com imersão prévia em água**

Quanto ao efeito da imersão em água, considerando-se conjuntamente as misturas constituídas com os 2 solos, a perda de resistência à compressão diametral é da ordem de 19, 17 e 19%, respectivamente para os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias. Neste caso, a perda de resistência é muito semelhante em todos os períodos analisados.

Considerando-se a média dos 3 períodos de cura e comparando as resistências à compressão simples e diametral, observa-se que esta última é um pouco menos suscetível ao efeito da imersão em água, visto que apresenta uma queda igual a 18%, menor que os 22% observados para a resistência à compressão simples.



#### 4.4.1.3 Influência do tipo de solo

Analisando os valores da tabela 4.7 e as figuras 4.29, 4.30, 4.33 e 4.34, conclui-se que as misturas compostas com o solo de comportamento laterítico apresentam resistências à tração indireta superiores às das misturas constituídas com o solo de comportamento não laterítico para todos os teores de cimento, tempos de cura e condições de ensaio. Em média, as misturas compostas com o solo de comportamento não laterítico apresentaram 71% da resistência adquirida pelas misturas constituídas com o solo laterítico. Esta diferença é menor que a observada para a resistência à compressão simples, igual a 86%.

Analisando-se a influência da imersão em água nos valores de resistência à tração indireta em função do tipo de solo incorporado à mistura, observa-se que as misturas constituídas com o solo de comportamento laterítico e não laterítico apresentam, respectivamente, quedas de resistência da ordem de 15 e 22% após a imersão. Neste caso, a influência da água nos valores de resistência é mais significativa para as misturas com solo não laterítico, diferindo da resistência à compressão simples, que apresentou reduções muito próximas para os dois solos, 23 e 21%, respectivamente.

#### 4.4.1.4 Relação entre resistência à compressão diametral, o tempo de cura e o teor de cimento

Foram realizadas regressões múltiplas através do aplicativo *STATISTICA* 5.5 utilizando-se a resistência a compressão diametral como variável dependente e o tempo de cura e o teor de cimento como variáveis independentes. Assim, determinaram-se as equações 4.9 e 4.10, considerando-se, respectivamente, os resultados dos ensaios das misturas compostas com os solos laterítico e não laterítico. A equação 4.11 foi obtida a partir dos resultados dos dois solos tomados conjuntamente.

$$\text{RCD} = 0,01 \cdot \text{TC}^{0,38} \cdot (\%)^{1,13} \quad (4.9)$$

$$\text{RCD} = 0,009 \cdot \text{TC}^{0,32} \cdot (\%)^{1,35} \quad (4.10)$$

$$\text{RCD} = 0,20 \cdot \text{TC}^{0,26} \cdot (\%)^{1,21} \quad (4.11)$$

onde:

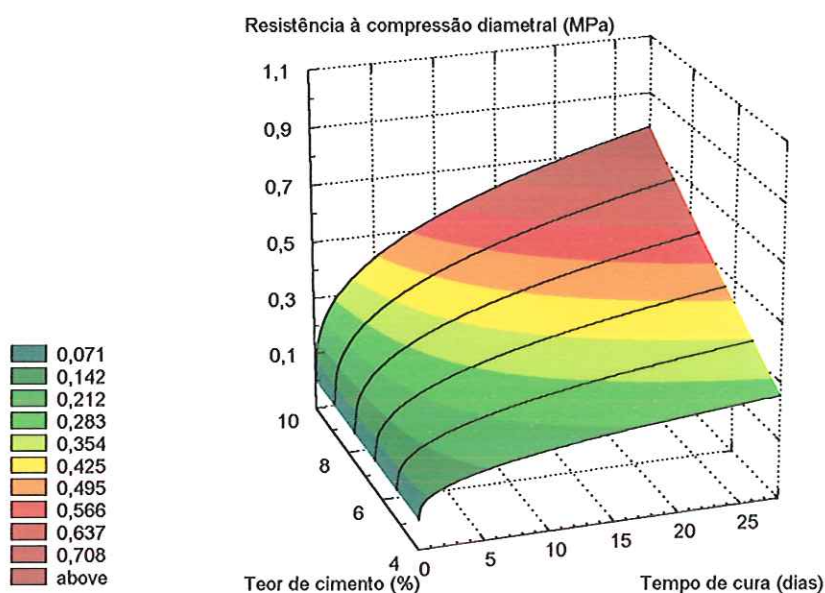
RCD - resistência à compressão diametral (MPa);

TC - tempo de cura (dias);

(%) - teor de cimento.

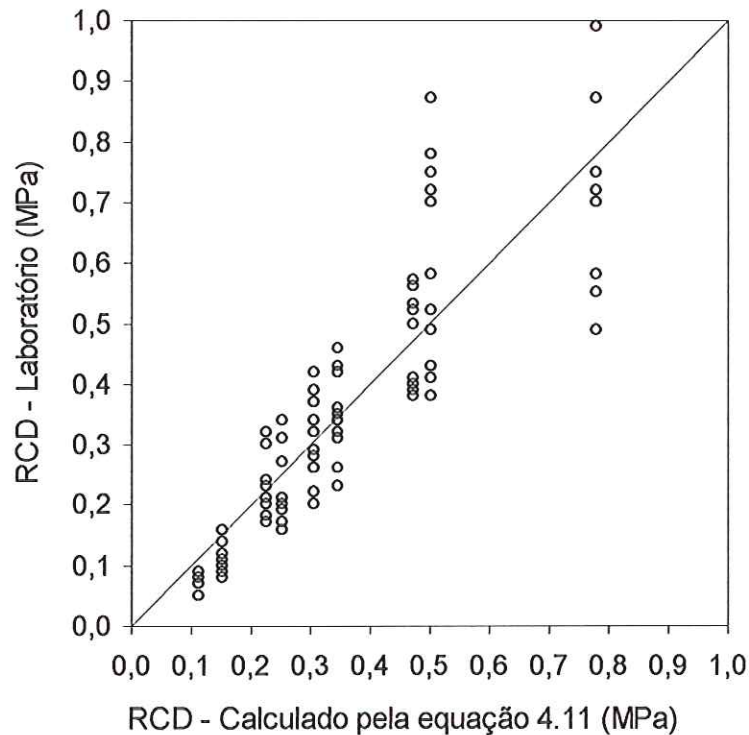
As equações 4.9, 4.10 e 4.11 apresentam coeficientes de determinação ( $R^2$ ) iguais a 0,88, 0,91 e 0,81 respectivamente, indicando que existe uma boa relação entre as variáveis dos modelos em questão.

A figura 4.35 ilustra a equação 4.11.



**FIGURA 4.35 – Variação da RCD com o tempo de cura e teor de cimento, conforme equação 4.11**

A figura 4.36 apresenta a relação entre os valores de resistência à compressão diametral calculados a partir da equação 4.11 e os valores de resistência à compressão diametral determinados através dos ensaios de laboratório. Analisando-se esta figura, observa-se que existe uma concordância razoável entre os valores de laboratório e os valores fornecidos pelo modelo.



**FIGURA 4.36 – Valores de RCD calculado pela expressão 4.11 “versus” valores de RCD obtidos em laboratório**

Pode-se analisar a influência do teor de cimento e do tempo de cura na resistência das misturas de solo-cimento utilizando-se a equação 4.11, como feito nos itens 4.4.1.1 e 4.4.1.2, a partir dos resultados de laboratório.

Analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.8, concluí-se que ao se elevar o teor de cimento de 4 para 7% e de 7 para 10%, o ganho de resistência é respectivamente, da ordem 98 e 55%. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos resultados dos ensaios são iguais a 181 e 34%, respectivamente.

Quanto ao efeito do tempo de cura, analisando-se resultados fornecidos pela equação 4.11, concluí-se que nos períodos de 0 a 3 dias, de 3 a 7 dias, e 7 a 28 dias, a taxa de ganho de resistência/dia é respectivamente, da ordem de 0,076, 0,044 e 0,018 MPa/dia. Para efeito de comparação, estes mesmos valores determinados a partir dos resultados dos ensaios são iguais a 0,073, 0,039 e 0,024 MPa/dia, respectivamente. Semelhante ao já observado para a resistência à compressão simples, a concordância entre a resistência à compressão diametral



determinada em laboratório e os valores fornecidos pelo modelo pode ser considerada boa e melhor que a observada no tocante à influência do teor de cimento.

#### 4.4.2 Resistência à tração por compressão diametral das misturas de fosfogesso e cimento

Conforme apresentado no capítulo 3, Materiais e Métodos, foram ensaiadas misturas de fosfogesso e cimento estabilizadas com 7 e 10% de cimento e curadas 3, 7 e 28 dias. A tabela 4.8 apresenta a resistência à tração indireta das misturas de fosfogesso e cimento para os teores de cimento e tempos de cura utilizados na pesquisa. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. A planilha com os resultados de todos os ensaios está apresentada no anexo IV.

Deve-se destacar que não foi possível ensaiar nenhum dos corpos de prova de fosfogesso e cimento curados apenas 3 dias e aqueles curados 7 dias e imersos em água por 4 horas, visto que se desintegravam logo ao início da compressão diametral.

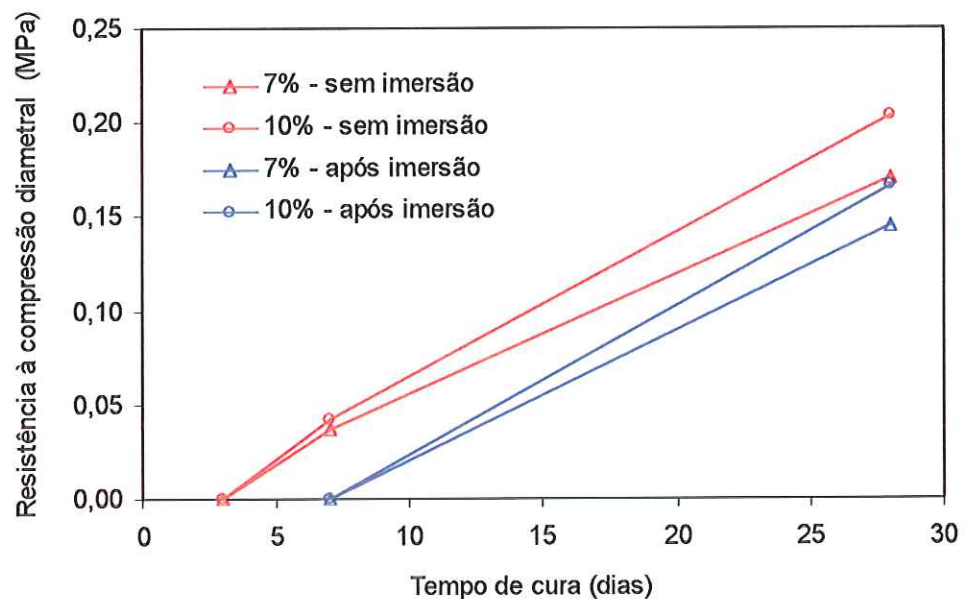
**TABELA 4.8 – Resistência à compressão diametral para misturas de fosfogesso e cimento**

Material	Período de cura	Teor de cimento (%)	RCD (MPa)	
			Sem imersão	Após imersão
Fosfogesso + cimento	3 dias	7	nd	nd
		10	nd	nd
	7 dias	7	0,04	nd
		10	0,04	nd
	28 dias	7	0,17	0,14
		10	0,20	0,17

nd: não disponível por não ter sido possível realizar o ensaio

A figura 4.37 mostra a variação dos valores de resistência à compressão diametral para os corpos de prova ensaiados com e sem imersão prévia em água, em função do tempo de cura e teor de cimento.

Analisando os valores da tabela 4.8 e a figura 4.37, constata-se que as misturas de fosfogesso e cimento apresentam uma baixa resistência a esforços de tração. Até os três dias de cura, todos os corpos de prova apresentaram resistência nula. De três a sete dias de cura, foi possível ensaiar os corpos de prova sem imersão prévia em água. No período de cura de 28 dias, quando foi possível ensaiar todas as misturas, corpos de prova com 10% de cimento, ensaiados com imersão prévia apresentaram resistência à tração de mesma magnitude que os com 7% cimento ensaiados sem imersão.



**FIGURA 4.37 - Resistência à compressão diametral das misturas de fosfogesso e cimento com teores de 7 e 10% para períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiadas com e sem imersão prévia**

E ainda, considerando as misturas ensaiadas sem imersão prévia em água, o crescimento de resistência para o período de cura de 3 a 7 dias é da ordem de 0,0122 MPa/dia. Para o período seguinte, de 7 a 28 o crescimento é da ordem de 0,0061 MPa/dia. Quanto à influência do teor de cimento, as misturas estabilizadas com 10% de cimento apresentaram, em média, resistências 17% superiores às misturas com teor de 7%.

#### 4.5 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos forneceram subsídios para avaliar o comportamento das misturas de solo-cimento através da análise do

módulo de resiliência ( $M_R$ ), considerando-se a influência, nesta variável, do teor de cimento, tempo de cura e tipo de solo incorporado à mistura.

#### 4.5.1 Módulo de resiliência das misturas de solo-cimento

Conforme apresentado no capítulo 3, Materiais e Métodos, foram ensaiadas misturas de solo-cimento estabilizadas com 4, 7 e 10% de cimento e curadas 3, 7 e 28 dias. Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados sem a imersão prévia dos corpos de prova em água. Deve-se destacar que somente foi possível analisar os resultados correspondentes aos corpos de prova com 4% de cimento. Os restantes apresentaram rigidez muito elevada e devido a limitações do equipamento, não foi possível a realização das leituras dos LVDT's.

A tabela 4.9 apresenta os valores do  $M_R$  para as misturas estabilizadas com 4% de cimento e curadas por 3, 7 e 28 dias, considerando-se os estágios de aplicação de carga preconizados na norma TP – 46-94.

**TABELA 4.9 - Valores dos módulos de resiliência da mistura de solo-cimento com 4% de cimento, submetida aos períodos de cura de 3, 7 e 28 dias e ensaiada sem imersão prévia**

Estágio TP – 46-94	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)					
			Solo LA' + 4% CP			Solo NA' + 4% CP		
			3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias
1 <sup>(*)</sup>	20,7	18,6	—	—	—	—	—	—
2 <sup>(*)</sup>	20,7	37,3	—	—	—	—	—	—
3	20,7	55,9	321	375	444	285	290	444
4 <sup>(*)</sup>	34,5	31,0	—	—	—	—	—	—
5	34,5	62,0	345	405	493	305	313	431
6	34,5	93,1	460	517	740	426	452	698
7	68,9	62,0	323	375	493	322	345	431
8	68,9	124,1	725	766	987	625	691	715
9	68,9	186,1	1151	1224	1381	886	1036	1151
10	103,4	62,0	313	382	493	290	313	313
11	103,4	93,1	518	535	740	471	471	576
12	103,4	186,1	942	1035	1480	740	942	1295
13	137,9	93,1	482	455	576	370	518	471
14	137,9	124,1	721	753	864	602	628	864
15	137,9	248,2	1256	1451	1536	924	1152	1382

(\*)estágios de carregamento onde não foi possível determinar o  $M_R$



Cada valor apresentado na tabela 4.9 é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. A planilha com os resultados de todos os ensaios está apresentada no anexo V.

#### 4.5.1.1 Modelagem do $M_R$ em função do estado de tensão

Para modelagem da variação do  $M_R$  com o estado de tensão, foram utilizadas três relações, denominadas equações 4.12, 4.13 e 4.14, que levam em conta respectivamente, a tensão desvio, a tensão confinante e as tensões desvio e confinante simultaneamente.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (4.12)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (4.13)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3} \quad (4.14)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

$\sigma_c$  - tensão confinante (kPa);

$K_1, K_2, K_3$  - parâmetros de regressão.

A tabela 4.10 mostra os valores dos parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação  $R^2$  para cada uma das relações analisadas.

Analisando-se os valores dos coeficientes de regressão ( $R^2$ ) e tomando-se estes valores como critério para medida de adaptação de cada modelo para representar a variação do módulo de resiliência em função do estado de tensão, mostram-se satisfatórias as equações 4.12 e 4.14, com coeficientes mínimos  $R^2$  iguais a 0,93 e 0,95, respectivamente. A expressão 4.13 mostra-se inadequada para representar a variação do  $M_R$  com o estado de tensão por apresentar baixos valores de  $R^2$  para todas as situações analisadas. Este fato sugere que o comportamento resiliente da mistura de solo-cimento é pouco influenciado pela tensão confinante.

**TABELA 4.10 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações 4.12, 4.13 e 4.14**

Período de cura	Modelo	Solo LA' + 4%				Solo NA' + 4%			
		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
3 dias	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	6,51	0,96	-	0,97	11,40	0,80	-	0,94
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_c^{K_2}$	108,9	0,40	-	0,19	129,72	0,32	-	0,18
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_c^{K_3}$	7,33	1,01	-0,08	0,97	12,89	0,85	-0,08	0,95
7 dias	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	6,07	0,99	-	0,97	7,36	0,92	-	0,97
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_c^{K_2}$	133,6	0,37	-	0,17	102,42	0,40	-	0,22
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_c^{K_3}$	7,13	1,05	-0,10	0,98	7,96	0,95	-0,05	0,97
28 dias	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	14,04	0,86	-	0,96	9,95	0,90	-	0,93
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_c^{K_2}$	211,3	0,32	-	0,16	184,87	0,31	-	0,13
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_c^{K_3}$	16,59	0,93	-0,11	0,96	12,28	0,97	-0,12	0,95

Analisando-se a expressão 4.14 que considera o efeito da tensão desvio em conjunto com a tensão confinante, confirma-se que a última possui pouca influência nos valores de módulo de resiliência quando comparada com a tensão desvio. Este fato pode ser constatado observando o quociente entre os parâmetros K<sub>2</sub> e K<sub>3</sub>, conforme é apresentado na tabela 4.11 para todos os 2 solos e todos os períodos de cura. Este quociente varia entre 8 e 19, indicando que o efeito da tensão confinante é de 8 a 19 vezes menor que o efeito da tensão desvio na variação do M<sub>R</sub>.

**TABELA 4.11 - Valores da relação K<sub>2</sub>/K<sub>3</sub>**

Tempo de cura	Solo LA' + 4%	Solo NA' + 4%
3 dias	12,6	10,6
7 dias	10,5	19,0
28 dias	8,4	8,0

#### 4.5.1.2 Influência do tempo cura no M<sub>R</sub>

As figuras 4.38 e 4.39 apresentam respectivamente para os solos laterítico e não laterítico, a variação do módulo de resiliência com a tensão desvio segundo a equação 4.12. Estas figuras permitem a análise do efeito do tempo de cura no M<sub>R</sub> das misturas de solo-cimento. Optou-se pela representação do M<sub>R</sub> versus  $\sigma_d$  pelo bom desempenho do modelo correspondente e por possibilitar a construção de um gráfico bi-dimensional.



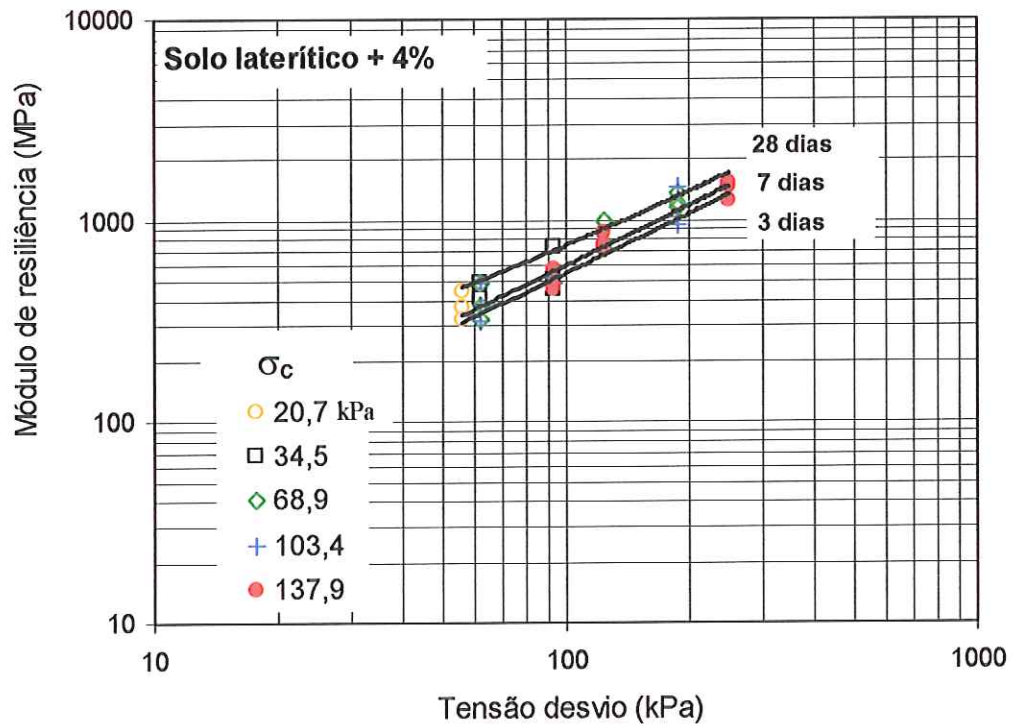


FIGURA 4.38 - Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio para teor de cimento de 4% e tempos de cura de 3, 7 e 28 dias para mistura composta com solo laterítico

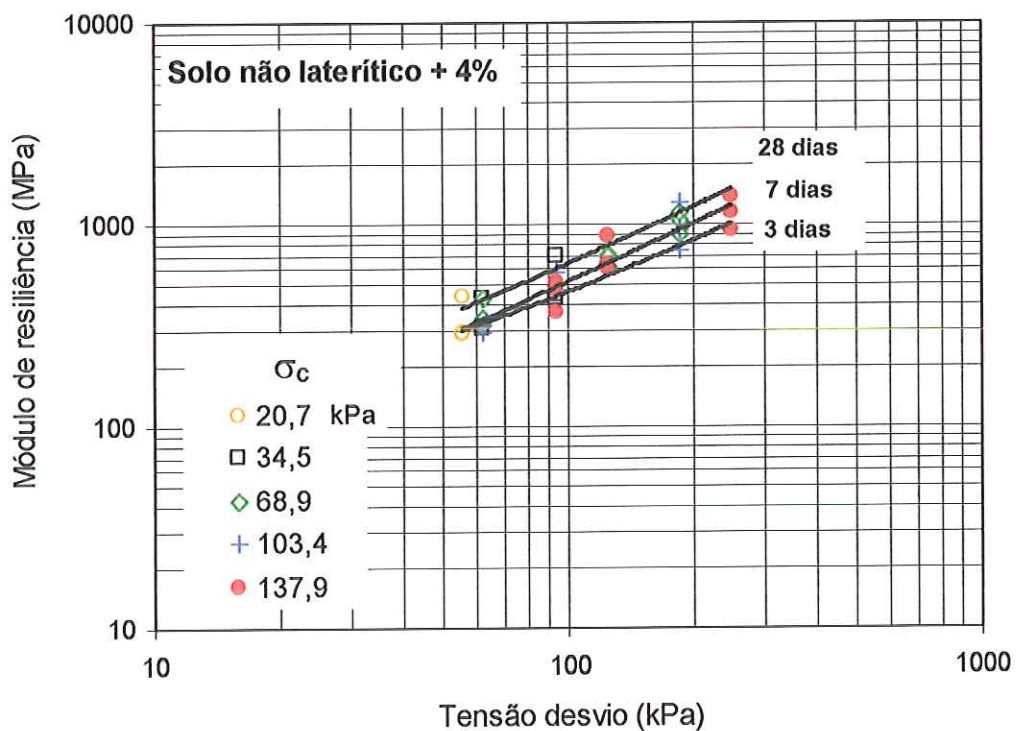


FIGURA 4.39 - Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio para teor de cimento de 4% e tempos de cura de 3, 7 e 28 dias para mistura composta com solo não laterítico



Tomando-se os valores médios de  $M_R$  calculados a partir dos valores correspondentes a cada estado de tensão considerados no ensaio cíclico, determinou-se, para os períodos de cura estudados, a taxa de crescimento de rigidez/dia em relação à rigidez máxima obtida. Para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, a taxa de crescimento de rigidez/dia em relação a rigidez máxima, é de 24,21 %/dia. No período seguinte, de 3 a 7 dias, a taxa é igual a 2,13 %/dia. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, esta taxa reduz-se para 0,83 %/dia. Portanto, o ganho da porcentagem de rigidez/dia em relação a rigidez máxima obtida é mais efetivo para o período de 0 a 3 dias, diminuindo com o decorrer do período de cura.

#### **4.5.1.3 Influência do tipo de solo no $M_R$**

Analisando os valores da tabela 4.9 e as figuras 4.38 e 4.39, conclui-se que as misturas compostas com o solo de comportamento laterítico apresentam valores de  $M_R$  superiores às das misturas constituídas com o solo de comportamento não laterítico para todos os tempos de cura. Em média, as misturas compostas com o solo de comportamento não laterítico apresentaram 86% dos valores de  $M_R$  adquiridos pelas misturas constituídas com o solo laterítico.

#### **4.5.2 Módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento**

Conforme apresentado no capítulo 3, Materiais e Métodos, foram ensaiadas misturas de fosfogesso e cimento estabilizadas com 7 e 10% de cimento e curadas 3, 7 e 28 dias. Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados sem a imersão prévia dos corpos de prova em água.

A tabela 4.12 apresenta os valores de  $M_R$  determinados para as misturas estabilizadas com 7 e 10% de cimento e curadas 3, 7 e 28 dias, considerando-se os estágios de aplicação de carga preconizados na norma TP – 46-94. Cada valor apresentado é a média aritmética dos resultados do ensaio de 3 corpos de prova. A planilha com os resultados de todos os ensaios está apresentada no anexo VI.

**TABELA 4.12 - Valores dos módulos de resiliência das misturas de fosfogesso para os tempos de cura de 3, 7 e 28 dias e 7 e 10% de cimento**

Estágio	TP - 46-94	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)					
				Fosfogesso 7% CP			Fosfogesso 10% CP		
				3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias
1 <sup>(*)</sup>		20,7	18,6	—	—	—	—	—	—
2 <sup>(*)</sup>		20,7	37,3	—	—	—	—	—	—
3		20,7	55,9	168	215	249	198	230	415
4 <sup>(*)</sup>		34,5	31,0	—	—	—	—	—	—
5		34,5	62,0	181	241	336	235	255	406
6		34,5	93,1	272	322	398	308	334	691
7		68,9	62,0	190	215	373	203	238	406
8		68,9	124,1	307	414	485	406	601	601
9		68,9	186,1	314	441	782	414	668	863
10		103,4	62,0	215	287	394	286	300	313
11		103,4	93,1	314	312	493	303	334	414
12		103,4	186,1	329	502	706	423	531	1036
13		137,9	93,1	293	321	518	326	357	450
14		137,9	124,1	345	453	628	366	476	628
15		137,9	248,2	418	576	709	425	727	1063

(\*)estágios de carregamento onde não foi possível determinar o  $M_R$

#### 4.5.2.1 Modelagem do $M_R$ em função do estado de tensão

Para modelagem da variação do  $M_R$  com o estado de tensão, foram utilizadas três relações, denominadas equações 4.15, 4.16 e 4.17, que levam em conta respectivamente, a tensão desvio, a tensão confinante e as tensões desvio e confinante simultaneamente.

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (4.15)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (4.16)$$

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3} \quad (4.17)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

$\sigma_c$  - tensão confinante (kPa);

$K_1, K_2, K_3$  - parâmetros de regressão.

A tabela 4.13 mostra os valores dos parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação  $R^2$  para cada uma das relações analisadas.

**TABELA 4.13 - Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação para as equações 4.15, 4.16 e 4.17**

Período de cura	Modelo	Fosfogesso 7%				Fosfogesso 10%			
		$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
3 dias	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	32,40	0,46	-	0,80	40,73	0,44	-	0,84
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_c^{K_2}$	65,14	0,33	-	0,49	110,8	0,24	-	0,33
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_c^{K_3}$	23,85	0,36	0,17	0,88	37,40	0,40	0,05	0,84
7 dias	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	21,80	0,59	-	0,92	13,60	0,83	-	0,88
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_c^{K_2}$	82,46	0,33	-	0,35	104,4	0,32	-	0,21
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_c^{K_3}$	18,32	0,54	0,09	0,94	14,21	0,74	-0,03	0,88
28 dias	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	34,92	0,57	-	0,84	12,66	0,82	-	0,84
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_c^{K_2}$	103,7	0,36	-	0,42	252,0	0,20	-	0,08
	$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_c^{K_3}$	28,67	0,48	0,13	0,87	22,47	0,86	-0,18	0,92

Analisando-se os valores dos coeficientes de regressão ( $R^2$ ) e tomando-se estes valores como critério para medida de adaptação de cada equação para representar a variação do módulo de resiliência em função do estado de tensão, mostram-se satisfatórias as equações 4.15 e 4.17, com coeficientes mínimos  $R^2$  iguais a 0,84. A expressão 4.16 mostra-se inadequada para representar a variação do  $M_R$  com o estado de tensão por apresentar baixos valores de  $R^2$  em todos os teores e tempos de cura utilizados. Este fato sugere que o comportamento da mistura de fosfogesso e cimento é pouco influenciado pela tensão confinante.

Analisando-se a expressão 4.17 que considera o efeito da tensão desvio em conjunto com a tensão confinante, confirma-se que a última possui pouca influência nos valores de módulo de resiliência quando comparada com a tensão desvio. Este fato pode ser constatado observando o quociente entre os parâmetros  $K_2$  e  $K_3$ , conforme é apresentado na tabela 4.14 para todos os teores e períodos de cura. Este quociente varia entre 2 e 24, indicando que o efeito da tensão confinante é de 2 a 24 vezes menor que o efeito da tensão desvio na variação do  $M_R$ .

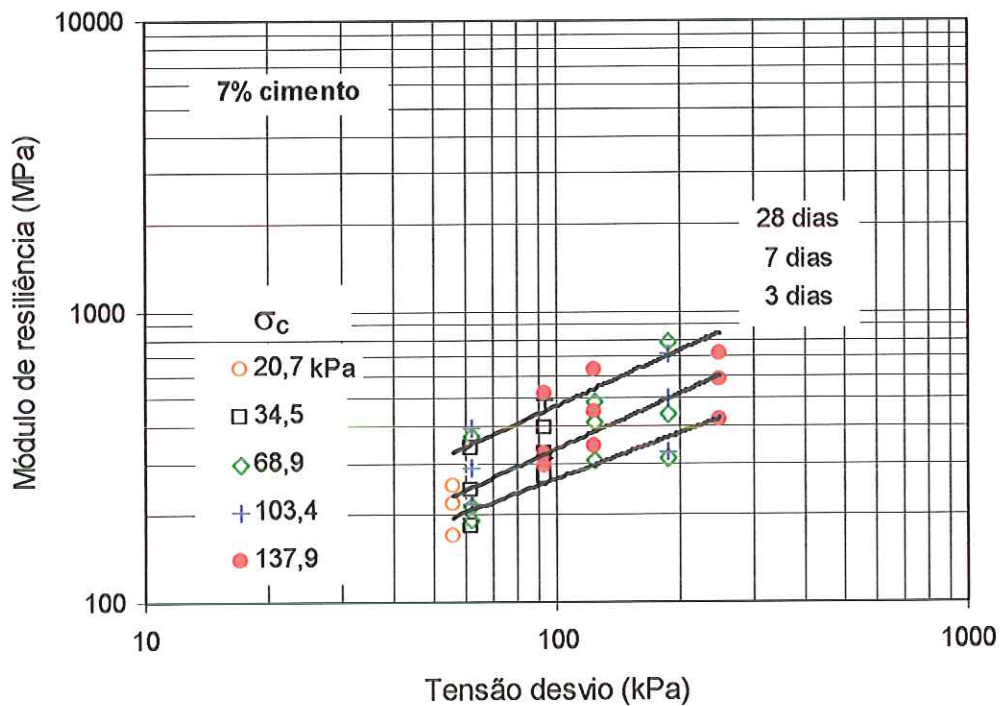


**TABELA 4. 14 - Valores da relação  $K_2/K_3$**

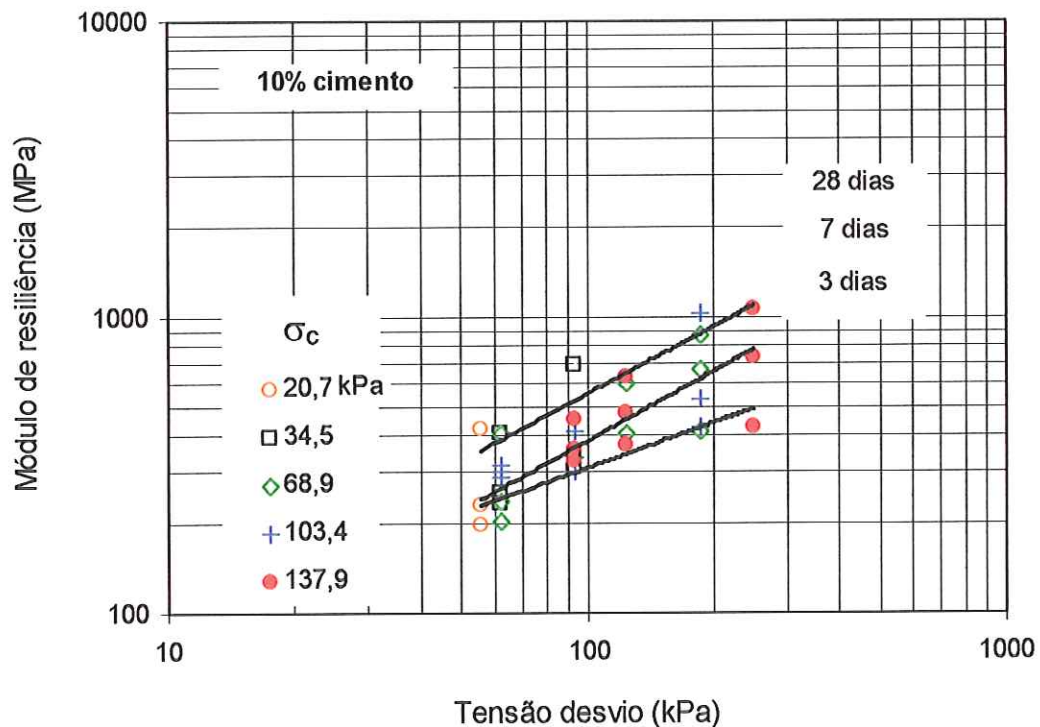
Tempo de cura	Fosfogesso 7% ( $K_2/K_3$ )	Fosfogesso 10% ( $K_2/K_3$ )
3 dias	2,1	8,0
7 dias	6,0	24,6
28 dias	3,6	4,7

**4.5.2.2 Efeito do tempo de cura e do teor de cimento no  $M_R$**

As figuras 4.40 e 4.41 apresentam respectivamente para os teores de 7 e 10% de cimento, a variação do módulo de resiliência com a tensão desvio segundo a equação 4.15. Estas figuras permitem a análise do efeito do tempo de cura e teor de cimento no  $M_R$  das misturas de fosfogesso e cimento. Optou-se pela representação do  $M_R$  versus  $\sigma_d$  pelo bom desempenho do modelo correspondente e por possibilitar a construção de um gráfico bi-dimensional.



**FIGURA 4.40 - Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio das misturas de fosfogesso com 7% de cimento curadas durante 3, 7 e 28 dias**



**FIGURA 4.41 - Valores do módulo de resiliência versus tensão desvio das misturas de fosfogesso e 10% de cimento curadas durante 3, 7 e 28 dias**

Tomando-se os valores médios de  $M_R$  calculados a partir dos valores correspondentes a cada estado de tensão considerado no ensaio cíclico, determinou-se a taxa de crescimento de rigidez/dia em relação à rigidez máxima obtida para os períodos de cura estudados. Para o intervalo de cura de 0 a 3 dias, a taxa de crescimento de rigidez/dia em relação a rigidez máxima obtida, é de 18,06 %/dia. No período seguinte, de 3 a 7 dias, a taxa é da ordem de 3,95 %/dia. No período final, ao se elevar o tempo de cura de 7 para 28 dias, esta taxa é da ordem de 1,42 %/dia. Portanto, o ganho da porcentagem de rigidez/dia em relação a rigidez máxima obtida é mais efetivo para o período de 0 a 3 dias.

Analisando-se ainda os valores da tabela 4.12 e as figuras 4.40 e 4.41 observa-se que o aumento do teor de cimento resulta no aumento dos valores do módulo de resiliência para todas as misturas. Considerando-se o conjunto de resultados correspondentes a todos os estados de tensão do ensaio triaxial cíclico, quando se eleva o teor de cimento de 7 para 10%, o aumento no valor de  $M_R$  é da ordem de 18%.

Comparando-se os valores obtidos na presente pesquisa com aqueles obtidos por Gerrity *et al* (1994) e Pericleous (1996), para misturas de fosfogesso e cimento, observa-se que considerando-se os níveis de tensões pouco elevados utilizados por estes autores, os valores são de mesma ordem. Gerrity *et al* (1994) encontrou para misturas de fosfogesso e cimento compactadas na energia normal, teor de cimento de 12% e período de cura de 7 dias um valor de módulo de resiliência médio de 283 MPa. Pericleous (1996) encontrou, para misturas de fosfogesso e cimento com teor de cimento de 7% e 7 dias de cura, um valor médio de módulo de resiliência de 254 MPa.

#### 4.5.2.3 Relação entre o módulo de resiliência, tensão desvio, tempo de cura e o teor de cimento

Foram realizadas regressões múltiplas através do aplicativo *STATISTICA 5.5*, utilizando-se o módulo de resiliência como variável dependente e a tensão desvio, tempo de cura e teor de cimento como variáveis independentes. A equação 4.17, determinada nestas condições, apresenta um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,97, indicando que existe uma relação excelente entre as variáveis do modelo em questão. Este fato é ilustrado pela figura 4.42 que mostra que os valores de laboratório, calculados a partir da equação 4.14 ( $M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$ ), são muito próximos dos valores estimados através da equação 4.17.

$$M_R = 3,02 \cdot \sigma_d^{0,65} \cdot TC^{0,29} \cdot (\%)^{0,54} \quad (4.17)$$

onde:

$M_R$  - módulo de resiliência (MPa);

$\sigma_d$  - tensão desvio (kPa);

TC - tempo de cura (dias);

(%) - teor de cimento

Em razão da equação 4.17 onde foi aplicada a técnica de regressão não linear não permitir a hierarquização da influência de cada uma das variáveis sobre o  $M_R$ , realizou-se uma nova modelagem baseada em análise de regressão multivariada, obtendo-se a equação 4.18, com  $R^2$  igual a 0,78.

$$M_R = -145,6 + 2,2 \cdot (\sigma_d) + 6,7 \cdot (TC) + 26,3 \cdot (\%) \quad (4.18)$$



Segundo o método de padronização dos coeficientes de regressão parciais (LI, 1964) concluiu-se que a tensão desvio é a variável com maior influência no módulo de resiliência, seguindo-se o tempo de cura e o teor de cimento.

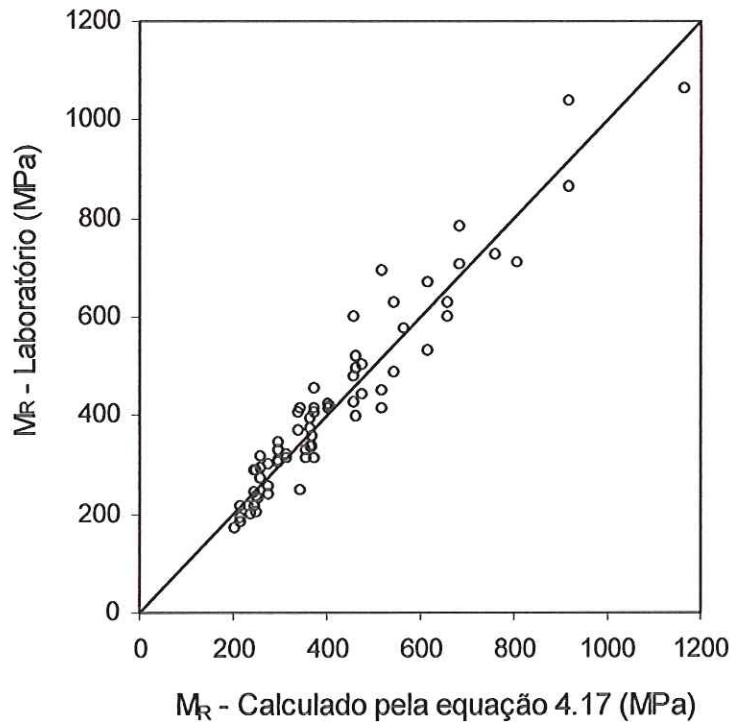


FIGURA 4.42 - Valores de  $M_R$  calculados versus  $M_R$  obtidos em laboratório

## 4.6 COMPARAÇÃO ENTRE A MISTURA DE FOSFOGESSO E A MISTURA DE SOLO ESTABILIZADOS COM CIMENTO

### 4.6.1 Ensaio de compactação

Analisando-se os resultados dos ensaios de compactação das misturas de fosfogesso e cimento e solo-cimento, observa-se que a umidade ótima de ambas as misturas não apresenta um padrão de variação muito bem definido com a variação do teor de cimento. Quanto à massa específica seca máxima, o comportamento destas misturas é diverso: ao contrário das misturas de solo-cimento, as misturas de fosfogesso e cimento apresentam um aumento do valor desta variável com o aumento do teor de cimento. A massa específica das partículas de solo, superior às das partículas de cimento e de fosfogesso explicaria este fato.

As misturas de solo-cimento apresentaram valores de massa específica seca máxima superiores aos das misturas de fosfogesso e cimento. Considerando o teor de 7% de cimento, as misturas de fosfogesso apresentaram 61 e 63% dos valores de massa específica seca máxima das misturas de solo-cimento compostas com os solos de comportamento laterítico e não laterítico, respectivamente. Para o teor de 10% de cimento, as misturas de fosfogesso apresentaram 62 e 64% dos valores de massa específica seca máxima das misturas de solo-cimento compostas com os solos de comportamento laterítico e não laterítico, respectivamente. Este comportamento poderia ser explicado, em parte, pelas partículas do fosfogesso terem uma massa específica menor,  $2,26 \text{ g/cm}^3$ , que as partículas dos solos laterítico e não laterítico,  $2,63$  e  $2,50 \text{ g/cm}^3$ , respectivamente. Outra explicação para este comportamento é o fato do fosfogesso ser um material mal graduado constituído de partículas lamelares, o que dificulta a sua compactação.

Quanto aos valores de umidade ótima, as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram valores maiores que as apresentadas pelas misturas de solo-cimento. Considerando o teor de 7% de cimento, as misturas de fosfogesso apresentaram 200 e 174% dos valores de umidade das misturas de solo-cimento compostas com os solos de comportamento laterítico e não laterítico, respectivamente. Para o teor de 10% de cimento, as misturas de fosfogesso apresentaram 205 e 183% dos valores de umidade ótima das misturas de solo-cimento compostas com os solos de comportamento laterítico e não laterítico, respectivamente. Este comportamento poderia ser explicado em razão do fosfogesso exigir uma maior quantidade de água para sua hidratação, principalmente em razão do formato lamelar de suas partículas que conduz a valores de superfície específica elevados.

#### **4.6.2 Ensaio de compressão simples**

A variação da RCS e  $E_0$  com o teor de cimento e tempo de cura mostraram, para as misturas de fosfogesso e solo estabilizadas com cimento, padrões muito semelhantes. A resistência e a rigidez de ambas as misturas cresceram com o aumento de teor de cimento e do tempo de cura, sendo que os maiores acréscimos ocorrem nos primeiros 3 dias após a compactação.

Comparando-se as resistências à compressão simples, constata-se que as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, em média, considerando o teor de 7% de cimento, 7 e 10% da resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento compostas com solo laterítico e não laterítico, respectivamente. Para o teor de 10% de cimento, as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, em média, 6 e 10% da resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento compostas com solo laterítico e não laterítico, respectivamente. Portanto, a diferença entre as resistências das misturas de fosfogesso e das misturas de solo, da ordem de 1/10, mantém-se para os 2 teores de cimento.

Quanto à deformabilidade representada através do módulo tangente inicial, constata-se que as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, em média, considerando o teor de 7% de cimento, 23 e 28% da rigidez das misturas de solo-cimento compostas com solo laterítico e não laterítico, respectivamente. Para o teor de 10% de cimento, as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, média, 29 e 33% da rigidez das misturas de solo-cimento compostas com solo laterítico e não laterítico, respectivamente. Portanto, a diferença entre as deformabilidades das duas misturas, da ordem de 1/3, mantém-se, da mesma forma que a resistência, muito pouco dependente do teor de cimento.

Assim, comparando-se resistência e rigidez, as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram comportamento mais diferenciado das misturas de solo-cimento no tocante à resistência do que à rigidez.

#### **4.6.3 Ensaio de compressão diametral**

A variação da resistência à compressão diametral com o teor de cimento e tempo de cura mostraram, para as misturas de solo-cimento, padrão muito semelhante à resistência à compressão simples. A RCD cresceu com o aumento de teor de cimento e do tempo de cura, sendo que os maiores acréscimos ocorrem nos primeiros 3 dias após a compactação. Para as misturas de fosfogesso e cimento, constatou-se uma baixa resistência a esforços de tração. Até os três dias de cura, todos os corpos de prova apresentaram resistência nula. De três a sete dias de cura, foi possível ensaiar apenas os corpos de prova sem imersão prévia em água.



Neste sentido, comparando-se as resistências à compressão diametral, constata-se que estas misturas apresentaram, em média, considerando-se o teor de 7% de cimento, 15 e 25% da resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento compostas com os solos laterítico e não laterítico, respectivamente. Para o teor de 10% de cimento, as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, em média, 15 e 30% da resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento compostas com solo laterítico e não laterítico, respectivamente.

#### **4.6.3 Ensaio triaxiais cíclicos**

Quanto aos ensaios triaxiais cíclicos, não foi possível comparar as 2 misturas considerando-se iguais teores de cimento, visto que só foram ensaiadas misturas de fosfogesso com teores de 7 e 10% de cimento e apenas as misturas de solo com 4% de cimento possibilitaram a obtenção do  $M_R$ .

Portanto, considerando todos os estados de tensão, a mistura de solo-cimento composta com o solo laterítico e estabilizada com 4% de cimento apresentou, em média, 188 e 161% dos valores do  $M_R$  das misturas de fosfogesso com teores de 7 e 10%, respectivamente. A mistura composta com o solo não laterítico apresentou, em média, 160 e 137% dos valores do  $M_R$  das misturas de fosfogesso com teores de 7 e 10%, respectivamente.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

---

O objetivo deste trabalho foi avaliar o comportamento mecânico de misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento através da determinação da resistência à compressão simples, compressão diametral e módulo de resiliência.

#### 5.1 CONCLUSÕES

##### 5.1.1 Solo-cimento

Na determinação das curvas de compactação, observou-se que, para as misturas de solo-cimento, teores crescentes de cimento conduziram a menores valores de massa específica seca máxima. Concluiu-se também que, a umidade ótima não apresentou um padrão de variação muito bem definido com a variação do teor de cimento.

Para os ensaios de compressão simples e compressão diametral, valores crescentes de teor de cimento conduziram a maiores valores de resistência

O período de cura mostrou ter efeito importante sobre o ganho de resistência à compressão simples e tração indireta sendo que, os maiores acréscimos de resistência ocorreram nos primeiros 3 dias após a compactação. Neste período as misturas apresentaram, em média, 53 e 40% respectivamente, da resistência à compressão simples e diametral adquirida aos 28 dias.

Os ensaios realizados após imersão prévia em água apresentaram, em média, 80% dos valores de resistência à compressão simples e compressão diametral obtidos sem imersão.

Observou-se também que os valores do módulo tangente inicial aumentaram com o período de cura. Semelhante aos resultados de compressão simples e diametral, o maior acréscimo nos valores de  $E_0$  ocorreu nos primeiros 3 dias após a compactação. Neste período as misturas apresentaram, em média, 65%, da rigidez adquirida aos 28 dias.

Analisando a condição de ensaio, os valores de  $E_0$  obtidos após imersão, foram, em média, 84% dos valores obtidos sem imersão.

Para as misturas de solo-cimento, a variação de resistência à compressão simples, compressão diametral e  $E_0$  com o teor de cimento é positiva e aproximadamente linear com o aumento do teor de cimento.

O módulo de resiliência de misturas de solo-cimento é influenciado pelas variáveis: tensão aplicada, tempo de cura e teor de cimento. O efeito da tensão confinante no valor módulo de resiliência é pequeno se comparado com o efeito da tensão desvio. Observou-se também que o módulo de resiliência das misturas cresce com o aumento da tensão desvio. Este comportamento é pouco comum se for confrontado com o da maioria das misturas de solo-cimento.

Em todas as situações, as misturas de solo-cimento compostas com o solo laterítico apresentaram resistência e rigidez maiores que as apresentadas pela mistura composta com solo não laterítico. Concluiu-se também que as misturas compostas com solo de comportamento laterítico apresentaram valores de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral,  $E_0$  e  $M_R$  maiores que as misturas compostas com solo de comportamento não laterítico.

### **5.2.1 Fosfogesso e cimento**

Ao contrário do comportamento observado para as misturas de solo-cimento, na compactação, para as misturas de fosfogesso e cimento, teores crescentes de cimento conduziram a maiores valores de massa específica seca máxima. Entretanto, a variação de umidade ótima não apresentou um padrão de variação muito bem definido com a variação do teor de cimento, fato já observado para as misturas de solo-cimento.



Para os ensaios de compressão simples e diametral valores crescentes de teor de cimento conduziram a maiores valores de resistência.

O período de cura mostrou ter efeito importante sobre o ganho de resistência à compressão simples sendo que, os maiores acréscimos de resistência ocorrem nos primeiros 3 dias após a compactação. Neste período as misturas apresentaram, em média, apresentaram 30% da resistência à compressão simples adquirida aos 28 dias.

Os ensaios realizados após imersão prévia em água apresentaram, em média, 74% dos valores de resistência à compressão simples obtidos sem imersão.

Observou-se também que os valores do módulo tangente inicial aumentaram com o período de cura. Semelhante aos resultados de compressão simples, o maior acréscimo nos valores de  $E_0$  ocorreu nos primeiros 3 dias após a compactação. Neste período as misturas apresentaram, em média, 36%, da rigidez adquirida aos 28 dias.

Analisando a condição de ensaio, os valores de  $E_0$  obtidos após imersão, foram, em média, 77% dos valores obtidos sem imersão.

O módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento é influenciado pelas variáveis: tensão aplicada, tempo de cura e teor de cimento. O efeito da tensão confinante no valor módulo de resiliência é pequeno se comparado com o efeito da tensão desvio. Observa-se também que o módulo de resiliência das misturas cresce com o aumento da tensão desvio. Este comportamento é pouco comum se for confrontado com o da maioria dos materiais de pavimentação.

Em todas as situações, valores crescentes de tempo de cura e de teor de cimento conduzem a maiores valores de módulo de resiliência. Comparando-se a influência destas duas variáveis, pode-se observar que o efeito do tempo de cura é predominante se comparado com o efeito do teor de cimento. É ainda possível estabelecer um modelo que fornece o módulo de resiliência em função da tensão desvio, tempo de cura e teor de cimento na mistura.

O desempenho mecânico da mistura de fosfogesso e cimento, apesar de inferior aos das misturas de solo-cimento, qualificam-na para a construção de bases rodoviárias. No tocante à deformabilidade, as misturas de fosfogesso e cimento apresentam comportamento compatível ao de materiais empregados em pavimentação, como alguns estabilizados granulometricamente.

É promissor o emprego do fosfogesso em obras rodoviárias como uma alternativa ao seu descarte, concorrendo para minimização de suas interferências nocivas com o meio ambiente. Deve-se destacar que não existe propósito de contrapor um novo material aos materiais convencionais e que o emprego de fosfogesso na construção rodoviária justifica-se frente aos problemas ambientais associados ao produto.

### **5.1.3 Solo-cimento/fosfogesso e cimento**

Comparando-se as resistências à compressão simples, constatou-se que as misturas com fosfogesso apresentaram resistência da ordem de 1/10 da resistência das misturas com solo. Esta diferença mantém-se independente do teor de cimento utilizado.

Quanto à rigidez expressa pelo  $E_0$ , as misturas com fosfogesso apresentaram rigidez da ordem de 1/3 da rigidez das misturas com solo, diferença que é pouco afetada pelo teor de cimento.

Comparando-se o comportamento das 2 misturas no tocante à resistência e deformabilidade, pode-se concluir que as diferenças são menores para esta última variável.

Quanto às resistências à compressão diametral, constatou-se que as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, em média, considerando-se o teor de 7% de cimento, 15 e 25% da resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento compostas com os solos laterítico e não laterítico, respectivamente. Para o teor de 10% de cimento, as misturas de fosfogesso e cimento apresentaram, em média, 15 e 30% da resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento compostas com solo laterítico e não laterítico, respectivamente.

Considerando todos os estados de tensão, a mistura de solo-cimento composta com o solo laterítico e estabilizada com 4% de cimento apresentou, em média, 188 e 161% dos valores do  $M_R$  das misturas de fosfogesso com teores de 7 e 10%, respectivamente. A mistura composta com o solo não laterítico apresentou, em média, 160 e 137% dos valores do  $M_R$  das misturas de fosfogesso com teores de 7 e 10%, respectivamente

## 5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar novos estudos que incluam o ensaio das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento sob condições de solicitação cíclica à flexão. A instrumentação utilizada nos ensaios cíclicos deverá ser aperfeiçoada e assim permitir a medição de deslocamento para todas as misturas estudadas.

Outros aspectos importantes do comportamento das misturas contendo fosfogesso deverão também ser investigados, justificando a continuidade da pesquisa. Dentre estes aspectos, três se destacam:

- avaliação da interação da mistura com o meio ambiente através do estudo da possibilidade de contaminação do lençol freático pelo carreamento de partículas através de bases rodoviárias construídas com o material;
- avaliação da adequação do uso do material frente às exigências dos códigos brasileiros de proteção ao meio ambiente;
- construção, monitoramento e análise do desempenho de um trecho experimental com base executada com a mistura de fosfogesso e cimento.



---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- ACHAMPONG, F.; USMEN, M.; e KAGAWA, T. (1996). Evaluation of resilient modulus for lime and cement-stabilized synthetic cohesive soils. *Transportation Research Record*, 1589, p.40-44.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996). *TP46-94 – Standart test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials*, Washington, DC.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (1980). *Solo-Cimento – Normas de dosagem e métodos de ensaio de solo-cimento*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). *NB 1336 – Solo-Cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento*, Rio de Janeiro.
- CERATTI, J. A. P. MEDINA J. (1983). Estudo de solos estabilizados com cimento sob ação de cargas repetidas e estáticas. In: 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Porto Alegre, 1983. *Anais*. v.1, p. 237.
- CERATTI, J. A. P. (1991). *Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos*. Rio de Janeiro. 313p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- CHANG, W. F. e MANTELL, M. I. (1990). *Engineering properties and construction applications of phosphogypsum*. University of Miami press, Coral Gables, Florida, 203 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 44-71 – Limite de liquidez de solos.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 48-64 – Compactação de solos.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 51-64 – Análise granulométrica de solos.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 82-63 – Limite de plasticidade de solos.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM ME 93-64 – Densidade real de solos.
- DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v.96, n.SM5, p.1629-1653.
- FAZZANI, V. M. F. C. (1993). *Estudo comparativo de um solo laterítico e um saprolítico estabilizado com cimento e cal*. São Paulo. 100p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- GERRITY, D. M.; METCALF, J. B.; e SEALS, R.K. (1994). Estimating the design life of a prototype cement-stabilized phosphogypsum pavement. *Transportation Research Record*, 1440, Jul, p.21-26.
- GREGORY, C. A.; SAYLAK,D e LEDBETTER,W. B. (1984). The use of by-product phosphogypsum for road bases and subbases. *Transportation Research Record*, 998, p. 47-52.
- INGLES, O. G. e METCALF, J. B. (1972) *Soil Stabilization Principles and Practice (1ª ed.)*. Butterworths, Melbourne, Australia.
- JAYARATNE, N. N. (1990). *Resilient Behavior of Stabilized Subgrade Soils*. North Carolina. Thesis (Doctor of philosophy) – Department of Civil Engineering, University of North Carolina State.
- KOBAYASHI, A. R. K. (2000). *Avaliação da influência do tipo de cimento na expansibilidade de misturas de fosfogesso e cimento*. São Carlos. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- LOTFI, H.; e WITCZAK, M. W. (1985). Dynamic characterization of cement-treated ase and subbase materials. *Transportation Research Record*, 1031, p.41-48.
- MACCARINI, M. (1991). Propriedades física, química e mecânica do fosfogesso da indústria carboquímica catarinense. *Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos*, Rio de Janeiro, p. 147-157.
- MACCARINI, M. (1991a). Estudos de Aproveitamento de Rejeitos Poluentes do Sul de Santa Catarina para a Pavimentação. *25ª Reunião anual de pavimentação*, ABPV, São Paulo, pp.443-451

- MOURA, P. R. M. (1987). *Estudo comparativo do comportamento de solo-cimento feito com um solo laterítico e um solo saprolítico*. São Paulo. 92p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- NOGAMI, J. S.; e VILLIBOR, D. F. (1983). Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos e a pavimentação. In: 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Porto Alegre, 1983.
- NOGAMI, J. S.; e VILLIBOR, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. 1.ed. São Paulo, Villibor.
- NUSSBAUM, P.J. & LOKKEN, E. C. (1997) *Design and construction of concrete pavements*. In: *INTERNACIONAL Conference on Concrete Pavement Design*, Purdue University, West Lafayette. P. 19-71.
- ONG, S.; METCALF, J. B.; SEALS, R. K. e TAHA, R. (1994). Unconfined compressive strength of various cement-stabilized phosphogypsum mixes. *Transportation Research Record*, 1424, p.20-24.
- ORTIZ, J. A. (1997). *Estudo de misturas de solo e fosfogesso com sua utilização em rodovias*. São Carlos. 179p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PERICLEOUS, M. I.; e METCALF, J. B. (1996). Resilient modulus of cement-stabilized phosphogypsum. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.8, n.1, fev.
- PINTO, C. S.; BOSCOV, M. E. G.; e MOURA, P. R. M. (1991). Estudo comparativo de estabilização com cimento e com cal de solo saprolítico e de solo laterítico. In: 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo, 1991. *Anais*. v.2, p. 487.
- PITTA, M. R. (1997). *Fatos básicos sobre solo cimento*. Boletim técnico da ABCP, São Paulo.
- PITTA, M. R. (1998). *Projeto de sub-bases para pavimentos de concreto*. 6.ed. São Paulo, ABCP.
- ROCHA, F. A. (1996). *Estudo experimental sobre misturas de solo-cimento para região de Campo Novo dos Parecis/MT*. São Carlos. 114p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SAADA, A. A.; WAHHAB, H. A.; AL-AMOUDI, O. S. B.; AHMED, H. R. (1998). Performance of a stabilized marl base: a case study. *Construction and Building Materials*, 12, p.329-340.



- SAYLAK, D. TAHA, R.; LITTLE, D. N. (1998). Recommended procedure for sample preparation and testing stabilized gypsum mixtures. *Proceedings of the Second International Symposium on Phosphogypsum*, v. 2, Florida Institute of Phosphate Research, Miami, Florida, page 197-208.
- SENÇO, W. (1996). O solo-cimento no estado de São Paulo. *Revista Pesquisa & Tecnologia FEI*. P. 28-33.
- SHARP, R. (1977). *European concrete road standards and practice* In: *INTERNACIONAL Conference on Concrete Pavement Design*, Purdue University, West Lafayette. P. 73-96.
- SILVA A. M. (1991). *Estudo da compressão simples em corpos de prova de solo-cimento e solo-cimento serragem*. 77p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SILVESTRE Jr, O. B.(2000). Fosfogesso estabilizado com cimento para aplicação na construção rodoviária – A influência do tipo de cimento na resistência e deformabilidade da mistura. São Carlos, 2000. *Dissertação em andamento*. São Carlos, EESC-USP.
- SINGH, M.; GARG, M. (1999). Cementitious binder from fly ash and other industrial wastes. *Cement and Concrete Research*, v 29, p. 309-314.
- TAHA, R. e SEALS, R. (1991). *Phosphogypsum literature review*. (Report nº I-90-4).
- TAHA, R.; SEALS, R. K.; TITTLEBAUM, M. E.; THORNSBERRY, W. e HOUSTON, J. T. (1992). Use of by-product phosphogypsum in road construction. *Transportation Research Record*, 1345, p. 28-35.
- TAHA, R.; SEALS, R. K.; TITTLEBAUM, M.; SAYLAK, D. (1995). Environmental characteristics of by-product gypsum. *Transportation Research Record*, n. 1486, p. 21-26.
- TAKEDA, M. C. (1998). *Avaliação das propriedades mecânicas de misturas de fosfogesso e cimento para uso na construção rodoviária*. São Carlos. 163p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- TITTLEBAUM, M. E.; THIMMEGOWDA, H.; SEALS, R. K.; JONES, S. C. (1995). *Leachate generation from raw and cement stabilized phosphogypsum*. *Transportation Research Record*, n. 1486, p. 27-34.

**ANEXO I – Valores de resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento ensaiadas com e sem imersão prévia**

**TABELA I.1 - Valores de resistência à compressão simples para corpos de prova ensaiados com e sem imersão (MPa)**

Período de cura	Material	Teor de cimento	Sem imersão				Após imersão			
			CP1	CP2	CP3	Média	CP1	CP2	CP3	Média
<b>3 dias</b>	Solo laterítico	4%	1,70	2,09	1,94	<b>1,91</b>	1,53	0,89	1,53	<b>1,31</b>
		7%	3,73	3,05	3,36	<b>3,38</b>	2,35	3,15	2,55	<b>2,68</b>
		10%	5,16	5,10	5,09	<b>5,12</b>	4,05	3,98	4,18	<b>4,07</b>
	Solo ñ laterítico	4%	1,16	0,96	1,07	<b>1,06</b>	0,53	0,55	0,55	<b>0,54</b>
		7%	3,02	3,07	3,01	<b>3,03</b>	2,12	2,27	2,05	<b>2,15</b>
		10%	3,54	3,39	3,81	<b>3,58</b>	3,13	3,18	nd	<b>3,15</b>
<b>7 dias</b>	Solo laterítico	4%	2,84	2,50	2,67	<b>2,67</b>	1,91	1,34	0,00	<b>1,63</b>
		7%	6,50	5,32	6,25	<b>6,03</b>	3,41	4,70	3,99	<b>4,03</b>
		10%	7,86	7,87	nd	<b>7,87</b>	5,94	5,95	5,11	<b>5,67</b>
	Solo ñ laterítico	4%	1,24	1,47	1,52	<b>1,41</b>	1,10	1,12	0,99	<b>1,07</b>
		7%	3,64	3,53	3,38	<b>3,52</b>	2,67	1,98	3,25	<b>2,63</b>
		10%	5,12	4,79	4,91	<b>4,94</b>	3,70	2,92	4,65	<b>3,76</b>
<b>28 dias</b>	Solo laterítico	4%	2,88	3,56	3,87	<b>3,44</b>	2,37	3,37	2,70	<b>2,81</b>
		7%	7,82	7,67	7,00	<b>7,50</b>	7,08	7,07	6,49	<b>6,88</b>
		10%	9,34	9,38	10,86	<b>9,86</b>	8,85	7,08	8,69	<b>8,21</b>
	Solo ñ laterítico	4%	1,52	1,32	1,64	<b>1,49</b>	1,22	1,19	1,07	<b>1,16</b>
		7%	3,78	4,22	4,76	<b>4,25</b>	3,72	4,05	4,40	<b>4,05</b>
		10%	6,40	6,59	6,42	<b>6,47</b>	5,69	5,57	5,66	<b>5,64</b>

(\*) nd - não determinado



**ANEXO II – Valores de módulo tangente inicial (E0)  
para das misturas de solo-cimento ensaiadas com e  
sem imersão**

TABELA II.1 - Valores de módulo tangente inicial ( $E_0$ ) para corpos de prova ensaiados com e sem imersão (MPa)

Período de cura	Material	Teor de cimento	Sem imersão				Após imersão			
			CP1	CP2	CP3	Média	CP1	CP2	CP3	Média
<b>3 dias</b>	Solo laterítico	4%	311,15	370,26	345,52	<b>342,31</b>	290,00	222,00	285,00	<b>265,67</b>
		7%	504,25	525,23	518,29	<b>515,92</b>	434,00	399,00	416,00	<b>416,33</b>
		10%	526,23	549,23	nd	<b>537,73</b>	499,00	447,00	446,00	<b>464,00</b>
	Solo ã laterítico	4%	302,81	289,13	nd	<b>295,97</b>	218,72	268,78	nd	<b>243,75</b>
		7%	477,00	449,43	nd	<b>463,22</b>	389,45	399,12	nd	<b>394,29</b>
		10%	483,00	463,39	458,29	<b>468,23</b>	401,76	399,23	402,23	<b>401,07</b>
<b>7 dias</b>	Solo laterítico	4%	449,00	420,00	431,00	<b>433,33</b>	350,00	398,00	nd	<b>374,00</b>
		7%	613,00	649,00	694,00	<b>652,00</b>	583,00	593,00	nd	<b>588,00</b>
		10%	719,00	749,00	757,00	<b>741,67</b>	623,00	645,00	657,00	<b>641,67</b>
	Solo ã laterítico	4%	394,16	348,91	nd	<b>371,54</b>	314,96	331,78	nd	<b>323,37</b>
		7%	518,94	508,90	nd	<b>513,92</b>	453,51	480,97	nd	<b>467,24</b>
		10%	662,00	666,00	616,00	<b>648,00</b>	580,09	559,91	nd	<b>570,00</b>
<b>28 dias</b>	Solo laterítico	4%	558,00	542,00	524,00	<b>541,33</b>	463,00	454,00	nd	<b>458,50</b>
		7%	833,00	845,00	nd	<b>839,00</b>	603,00	602,00	nd	<b>602,50</b>
		10%	936,00	1027,00	nd	<b>981,50</b>	843,00	841,00	760,00	<b>814,67</b>
	Solo ã laterítico	4%	432,00	450,00	nd	<b>441,00</b>	374,00	255,00	nd	<b>314,50</b>
		7%	633,71	625,78	623,44	<b>627,64</b>	507,09	580,88	nd	<b>543,99</b>
		10%	843,17	857,63	846,63	<b>849,14</b>	717,87	692,71	671,59	<b>694,06</b>

(\*) nd - não determinado

**ANEXO III – Valores de resistência à compressão simples e módulo tangente inicial (E0) das misturas de fosfogesso e cimento ensaiadas com e sem imersão prévia**



TABELA III.1 - Valores de resistência à compressão simples para corpos de prova ensaiados com e sem imersão (MPa)

Período de cura	Material	Teor de cimento	Sem imersão				Após imersão			
			CP1	CP2	CP3	Média	CP1	CP2	CP3	Média
<b>3 dias</b>	Fosfogesso	7%	0,15	0,18	0,15	<b>0,16</b>	0,08	0,10	0,09	<b>0,09</b>
		10%	0,21	0,24	0,21	<b>0,22</b>	0,18	0,16	0,14	<b>0,16</b>
<b>7 dias</b>	Fosfogesso	7%	0,34	0,39	nd	<b>0,36</b>	0,26	0,28	0,25	<b>0,26</b>
		10%	0,55	0,53	0,55	<b>0,54</b>	0,44	0,45	0,47	<b>0,45</b>
<b>28 dias</b>	Fosfogesso	7%	0,74	0,73	0,69	<b>0,72</b>	0,60	0,62	0,65	<b>0,62</b>
		10%	0,91	0,85	0,96	<b>0,91</b>	0,76	0,85	0,78	<b>0,80</b>

(\*) nd - não determinado

**TABELA III.2 - Valores de módulo tangente inicial ( $E_0$ ) para corpos de prova ensaiados com e sem imersão (MPa)**

Período de cura	Material	Teor de cimento	Sem imersão				Após imersão			
			CP1	CP2	CP3	Média	CP1	CP2	CP3	Média
<b>3 dias</b>	Fosfogesso	7%	96,00	85,00	80,00	<b>87,00</b>	31,00	35,65	42,36	<b>36,34</b>
		10%	154,35	120,00	156,23	<b>143,53</b>	92,76	68,00	82,25	<b>81,00</b>
<b>7 dias</b>	Fosfogesso	7%	171,52	187,58	186,23	<b>181,78</b>	137,74	140,64	120,62	<b>133,00</b>
		10%	239,80	219,78	207,46	<b>222,35</b>	194,17	193,79	201,61	<b>196,52</b>
<b>28 dias</b>	Fosfogesso	7%	200,01	248,13	246,91	<b>231,68</b>	177,95	191,38	186,91	<b>185,41</b>
		10%	337,91	318,69	323,57	<b>326,72</b>	298,23	290,69	301,20	<b>296,71</b>

(\*) nd - não determinado

**ANEXO IV – Valores de resistência à compressão diametral das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento ensaiadas com e sem imersão prévia**



TABELA IV.1 - Valores de resistência à compressão diametral para corpos de prova ensaiados com e sem imersão (MPa)

Período de cura	Material	Teor de cimento	Sem imersão				Após imersão			
			CP1	CP2	CP3	Média	CP1	CP2	CP3	Média
<b>3 dias</b>	Solo laterítico	4%	0,09	0,09	0,09	<b>0,09</b>	0,08	0,09	0,08	<b>0,08</b>
		7%	0,32	0,30	0,30	<b>0,31</b>	0,24	0,30	0,21	<b>0,25</b>
		10%	0,42	0,43	0,43	<b>0,43</b>	0,46	0,34	0,31	<b>0,37</b>
	Solo ã laterítico	4%	0,07	0,08	0,08	<b>0,08</b>	0,05	0,05	0,05	<b>0,05</b>
		7%	0,23	0,20	0,20	<b>0,21</b>	0,18	0,18	0,17	<b>0,18</b>
		10%	0,36	0,32	0,35	<b>0,34</b>	0,31	0,26	0,23	<b>0,27</b>
<b>7 dias</b>	Solo laterítico	4%	0,14	0,16	0,11	<b>0,14</b>	0,11	0,12	0,12	<b>0,12</b>
		7%	0,42	0,37	0,39	<b>0,39</b>	0,32	0,42	0,37	<b>0,37</b>
		10%	0,53	0,56	0,50	<b>0,53</b>	0,57	0,52	0,38	<b>0,49</b>
	Solo ã laterítico	4%	0,10	0,11	0,12	<b>0,11</b>	0,08	0,09	0,08	<b>0,08</b>
		7%	0,34	0,28	0,29	<b>0,31</b>	0,26	0,20	0,22	<b>0,23</b>
		10%	0,41	0,39	0,40	<b>0,40</b>	0,34	0,27	0,34	<b>0,31</b>
<b>28 dias</b>	Solo laterítico	4%	0,27	0,31	0,34	<b>0,31</b>	0,21	0,20	0,20	<b>0,20</b>
		7%	0,87	0,75	0,70	<b>0,77</b>	0,58	0,78	0,72	<b>0,70</b>
		10%	0,87	0,99	0,87	<b>0,91</b>	0,87	0,72	0,70	<b>0,76</b>
	Solo ã laterítico	4%	0,20	0,19	0,21	<b>0,20</b>	0,19	0,17	0,16	<b>0,17</b>
		7%	0,49	0,43	0,52	<b>0,48</b>	0,41	0,43	0,38	<b>0,41</b>
		10%	0,72	0,70	0,75	<b>0,72</b>	0,55	0,49	0,58	<b>0,54</b>

(\*) nd - não determinado

TABELA IV.2 - Valores de resistência à compressão diametral para corpos de prova ensaiados com e sem imersão (MPa)

Período de cura	Material	Teor de cimento	Sem imersão				Após imersão			
			CP1	CP2	CP3	Média	CP1	CP2	CP3	Média
<b>3 dias</b>	Fosfogesso	7%	nd	nd	nd	<b>nd</b>	nd	nd	nd	<b>nd</b>
		10%	nd	nd	nd	<b>nd</b>	nd	nd	nd	<b>nd</b>
<b>7 dias</b>	Fosfogesso	7%	0,03	0,04	0,04	<b>0,04</b>	nd	nd	nd	<b>nd</b>
		10%	0,03	0,05	0,05	<b>0,04</b>	nd	nd	nd	<b>nd</b>
<b>28 dias</b>	Fosfogesso	7%	0,17	0,17	0,16	<b>0,17</b>	0,14	0,14	0,14	<b>0,14</b>
		10%	0,20	0,20	0,21	<b>0,20</b>	0,17	0,16	0,16	<b>0,17</b>

(\*) nd - não determinado

**ANEXO V – Valores de módulo de resiliência das misturas de solo-cimento**



TABELA V.1 - Valores de módulo de resiliência para as misturas de solo-cimento compostas com o solo laterítico (MPa)

	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Solo LA' + 4% CP									
			Corpo de prova 1			Corpo de prova 2			Corpo de prova 3			
			3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	
1(*)	20,7	18,6	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
2(*)	20,7	37,3	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
3	20,7	55,9	315,9	366,5	459,9	304,9	374,5	431,9	342,9	384,5	442,9	nd
4(*)	34,5	31,0	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
5	34,5	62,0	357,4	414,6	509,7	342,4	403,6	476,7	336,4	397,6	493,7	nd
6	34,5	93,1	470,9	518,9	759,9	468,9	510,9	725,9	440,9	521,9	736,9	nd
7	68,9	62,0	333,6	383,4	496,7	319,6	375,4	494,7	316,6	368,4	488,7	nd
8	68,9	124,1	732,2	786,7	983,9	737,2	774,7	960,9	707,2	736,7	1016,9	nd
9	68,9	186,1	1227,9	1326,2	1401,9	1128,9	1222,2	1301,9	1098,9	1125,2	1441,9	nd
10	103,4	62,0	315,6	387,7	481,3	304,6	356,7	492,3	321,6	403,7	508,3	nd
11	103,4	93,1	532,3	519,7	733,2	519,3	510,7	725,2	504,3	574,7	762,2	nd
12*	103,4	186,1	969,6	921,5	1380,8	958,6	1131,5	1580,8	898,6	1054,5	1480,8	nd
13	137,9	93,1	490,7	420,2	583,1	461,7	453,2	573,1	494,7	493,2	573,1	nd
14	137,9	124,1	686,6	719,6	838,8	758,6	792,6	854,8	718,6	748,6	898,8	nd
15	137,9	248,2	1262,7	1411,5	1491,2	1262,7	1421,5	1524,2	1182,7	1521,5	1593,2	nd

(\*) nd - não determinado

TABELA V.2 - Valores de módulo de resiliência para as misturas de solo-cimento compostas com o solo não laterítico (MPa)

	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Solo NA' + 4% CP									
			Corpo de prova 1			Corpo de prova 2			Corpo de prova 3			
			3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	
1(*)	20,7	18,6	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
2(*)	20,7	37,3	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
3	20,7	55,9	256,0	281,9	459,9	280,9	289,9	431,9	318,9	299,9	442,9	
4(*)	34,5	31,0	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
5	34,5	62,0	317,2	323,3	448,1	302,2	312,3	415,1	296,2	306,3	432,1	
6	34,5	93,1	437,3	454,3	717,6	435,3	446,3	683,6	407,3	457,3	694,6	
7	68,9	62,0	333,2	353,0	435,1	319,2	345,0	433,1	316,2	338,0	427,1	
8	68,9	124,1	631,9	712,0	711,9	636,9	700,0	688,9	606,9	662,0	744,9	
9	68,9	186,1	962,7	1138,4	1171,6	863,7	1034,4	1071,6	833,7	937,4	1211,6	
10	103,4	62,0	292,6	319,0	300,9	281,6	288,0	311,9	298,6	335,0	327,9	
11	103,4	93,1	485,1	456,1	569,9	472,1	447,1	561,9	457,1	511,1	598,9	
12 *	103,4	186,1	767,8	828,1	1195,9	756,8	1038,1	1395,9	696,8	961,1	1295,9	
13	137,9	93,1	378,8	483,3	477,9	349,8	516,3	467,9	382,8	556,3	467,9	
14	137,9	124,1	567,8	594,5	838,8	639,8	667,5	854,8	599,8	623,5	898,8	
15	137,9	248,2	951,2	1112,2	1337,6	951,2	1122,2	1370,6	871,2	1222,2	1439,6	

(\*) nd - não determinado

**ANEXO VI – Valores de módulo de resiliência das misturas de fosfogesso e cimento**



TABELA VI.1 - Valores de módulo de resiliência para as misturas de fofogesso e cimento (MPa)

	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Fosfogesso + 7% CP								
			Corpo de prova 1			Corpo de prova 2			Corpo de prova 3		
			3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias
1(*)	20,7	18,6	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
2(*)	20,7	37,3	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
3	20,7	55,9	162,7	206,6	264,5	151,7	214,6	236,5	189,7	224,6	247,5
4(*)	34,5	31,0	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
5	34,5	62,0	193,2	250,9	353,2	178,2	239,9	320,2	172,2	233,9	337,2
6	34,5	93,1	282,7	323,7	417,3	280,7	315,7	383,3	252,7	326,7	394,3
7	68,9	62,0	201,0	222,9	376,9	187,0	214,9	374,9	184,0	207,9	368,9
8	68,9	124,1	313,9	435,0	481,8	318,9	423,0	458,8	288,9	385,0	514,8
9	68,9	186,1	320,6	441,3	775,9	300,6	439,3	755,9	321,6	442,2	815,9
10	103,4	62,0	217,1	292,2	381,9	206,1	261,2	392,9	223,1	308,2	408,9
11	103,4	93,1	328,1	288,6	486,1	315,1	306,6	478,1	300,1	343,6	515,1
12	103,4	186,1	327,5	497,8	702,5	334,5	500,8	712,5	325,5	507,8	703,7
13	137,9	93,1	301,5	316,7	525,6	272,5	320,8	515,6	305,5	326,7	515,6
14	137,9	124,1	310,5	419,2	603,1	382,5	492,2	619,1	342,5	448,2	663,1
15	137,9	248,2	418,2	576,2	704,2	421,2	586,2	710,2	416,2	566,2	713,2

(\*) nd - não determinado

**TABELA VI.2 - Valores de módulo de resiliência para as misturas de fofogesso e cimento (MPa)**

	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Fosfogesso + 10% CP								
			Corpo de prova 1			Corpo de prova 2			Corpo de prova 3		
			3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias
1(*)	20,7	18,6	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
2(*)	20,7	37,3	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
3	20,7	55,9	198,2	221,5	430,3	197,0	229,5	402,3	199,2	239,5	413,3
4(*)	34,5	31,0	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd	nd
5	34,5	62,0	247,6	265,0	422,6	232,6	254,0	389,6	226,6	248,0	406,6
6	34,5	93,1	318,9	336,2	710,2	316,9	328,2	676,2	288,9	339,2	687,2
7	68,9	62,0	214,2	246,6	409,5	200,2	238,6	407,5	197,2	231,6	401,5
8	68,9	124,1	413,2	622,2	598,1	418,2	610,2	575,1	388,2	572,2	631,1
9	68,9	186,1	490,3	678,8	883,2	391,3	679,4	783,2	361,3	646,8	923,2
10	103,4	62,0	287,8	305,4	300,5	276,8	274,4	311,5	293,8	321,4	327,5
11	103,4	93,1	317,1	319,2	407,5	304,1	310,2	399,5	289,1	374,2	436,5
12	103,4	186,1	450,5	502,0	936,9	439,5	552,0	1136,9	379,5	539,9	1036,9
13	137,9	93,1	334,4	321,9	456,9	305,4	354,9	446,9	338,4	394,9	446,9
14	137,9	124,1	331,5	442,3	602,8	403,5	515,3	618,8	363,5	471,3	662,8
15	137,9	248,2	452,6	687,9	1018,5	452,6	697,9	1051,5	372,6	797,9	1120,5

(\*) nd - não determinado