

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

**Análise Estrutural de Pavimentos de Baixo Volume de
Tráfego Revestidos com Solo Modificado com Cal
Considerando Ensaios Laboratoriais e Monitoramento
de Trechos Experimentais**

Leonardo Behak

Porto Alegre
Agosto 2013

Leonardo Behak

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS
DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO
REVESTIDOS COM SOLO MODIFICADO
COM CAL CONSIDERANDO ENSAIOS
LABORATORIAIS E MONITORAMENTO DE
TRECHOS EXPERIMENTAIS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal de Rio Grande do
Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de
Doutor em Engenharia Civil

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

Porto Alegre

Agosto 2013

Behak, Leonardo

Análise Estrutural de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego Revestidos com Solo Modificado com Cal Considerando Ensaio Laboratoriais e Monitoramento de Trechos Experimentais / Leonardo Behak. –2013. 266 f.

Orientador: Washington Peres Núñez.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2013.

1. Pavimentos. 2. Estradas de Baixo Volume. 3. Estabilização de Solos. 4. Análise Mecânico-Empírica. 5. Ensaio de Carga Repetida. I. Peres Núñez, Washington, orient. II. Título.

Leonardo Behak

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS DE BAIXO
VOLUME DE TRÁFEGO REVESTIDOS COM SOLO
MODIFICADO COM CAL CONSIDERANDO ENSAIOS
LABORATORIAIS E MONITORAMENTO DE TRECHOS
EXPERIMENTAIS**

Porto Alegre, 9 de agosto de 2013

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

Prof. Dr. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jose Camapum de Carvalho (UnB)
Dr. pelo INSA, Tolouse

Prof. Antônio Fortunato Marcon (UFSC)
Dr. pelo ITA/CTA

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela University of Western Australia

*Em memória da minha mãe
Dentro de mim até o final
desta estrada*

AGRADECIMENTOS

Sempre se diz que uma tese é um trabalho individual do doutorando. Embora, o bom sucesso de um doutorado não é possível sem a contribuição e apoio de um considerável número de pessoas e instituições. Esta tese não é uma exceção à regra, sendo que o mínimo que eu posso fazer é individualizar alguns agradecimentos, mesmo correndo o risco de um indesculpável esquecimento.

Ao meu orientador, Prof. Washington Peres Núñez, pela confiança, participação e competência na orientação do trabalho. Mais especialmente por sua amizade e compreensão nas horas mais difíceis; por sempre empurrar para acima e procurar permanentemente soluções; por seus bons conselhos. Para sua família, Sandra e Jean Jaques, pela hospitalidade com que me receberam.

Ao Prof. Jorge A. Ceratti, sempre atencioso comigo, por permitir o uso dos equipamentos e dispor do pessoal do LAPAV. Por me permitir fazer parte da família do LAPAV.

A Lélío Brito, colega do LAPAV, quem desinteressadamente passou os grandes segredos dos equipamentos de ensaios de carga cíclica, possibilitando assim a construção dos próprios equipamentos de ensaios de carga cíclica na *Sección Geotécnica* da *Universidad de la República* (UdelaR).

À turma do LAPAV, particularmente ao Seu Ivo, Bernadete, Vinicius, Daniel, Douglas. Sempre dispostos a ajudar e pelos tempos de convivência. Por colaborar na execução dos fadigosos ensaios de fadiga. Do mesmo modo para Alex Granich e Camilo Muñoz.

Aos professores do PGGEC, especialmente aos professores Wai Ying Yuk Gehling, Adriano Bica e Luiz A. Bressani, por facilitar a realização dos créditos.

A meu amigo da *Sección Geotécnica* da UdelaR, Marcos Musso, por sua ajuda e conselhos, por suportar minhas longas ausências. Por me acompanhar na aventura de construir os equipamentos de ensaios de carga cíclica. Mais, particularmente, por seu apoio nas horas mais difíceis.

A Juan Álvez, laboratorista da *Sección Geotécnica* da UdelaR, por sua ajuda na preparação das amostras e corpos-de-prova no laboratório e no monitoramento dos

trechos experimentais de pavimento em verdadeira grandeza. A meu amigo Fernando Acasusso quem programou os ensaios de carga cíclica e colaborou na instalação dos sensores, superando todas as dificuldades e apoiando nas horas difíceis. A Pedro Bentancourt, torneiro e amigo, um grande lutador da vida.

À Universidade Federal de Rio Grande do Sul pela oportunidade de me formar como doutor.

À CNPq a bolsa que em parte possibilitou a realização da pesquisa.

Ao *Programa de Desarrollo Tecnológico (PDT)* do *Ministerio de Educación y Cultura* do Uruguai que financiou o Projeto de construção dos equipamentos de ensaio de carga cíclica e o Projeto de construção dos trechos experimentais de pavimento em verdadeira grandeza em Cebollatí, *Departamento de Rocha*, Uruguai.

Ao *Sistema Nacional de Investigación (SNI)* da *Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII)* do Uruguai por sua contribuição econômica.

À *Intendencia Departamental de Rocha*, que apoiou com pessoal e equipamento a construção de trechos experimentais de pavimento em Cebollatí e seu monitoramento. Em seu nome, aos Engs. Juan José Pertusso e Juan Olmos. A “Rano” Rodríguez, presidente da *Junta Local* de Cebollatí, sempre atencioso, entusiasta colaborador do Projeto de construção dos trechos experimentais.

Por último, porém o mais importante, agradeço com um grande amor a minha família. A minha companheira da vida, Beatriz, sempre a meu lado. Sem sua compreensão, ajuda, conselhos, seu amor, nada poderia ter sido feito. A meus filhos, Santiago e Fernando, as luzes que permitem sobrelevar todas as dificuldades. Esta conquista também é deles.

RESUMO

BEHAK, L. **Análise Estrutural de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego Revestidos com Solo Modificado com Cal Considerando Ensaio Laboratoriais e Monitoramento de Trechos Experimentais**. 2013. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Os solos das regiões arrozeiras apresentam características geotécnicas inadequadas para uso como revestimentos primários de estradas. Isto força o transporte de materiais de jazidas distantes, o que, além de onerar o custo de construção, nem sempre é uma solução durável. Nesta tese relata-se uma pesquisa que apresenta uma solução para esse problema: a pavimentação de estradas de baixo volume de tráfego com solo local modificado com cal. Foram realizados estudos laboratoriais e de campo, e os resultados analisados através de uma abordagem mecanístico-empírica. Dois pavimentos experimentais com revestimentos de solo-cal foram construídos e monitorados próximo a Cebollatí, leste do Uruguai. Foram realizados ensaios de caracterização e comportamento mecânico do solo e de misturas de solo e cal, variando-se o teor de cal, o tempo de cura e a energia de compactação. Realizaram-se ensaios de módulo de resiliência, para o qual foi projetado, montado e operado o primeiro equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial do Uruguai. Também foram realizados ensaios de fadiga na compressão diametral para o solo modificado com 3% e 5% de cal, curado por 28 e 150 dias. Para entender o comportamento das camadas de solo modificado com cal submetidas ao tráfego, realizou-se uma análise conjunta dos resultados laboratoriais e do monitoramento dos trechos experimentais, com uso de modelos computacionais. Apesar das limitações construtivas, de terem sido liberados ao tráfego em plena safra e das más condições de drenagem da região, após 5 anos de tráfego, os pavimentos não mostram trincas de fadiga ou afundamentos nas trilhas de roda. Assim, a pavimentação de estradas de baixo volume de tráfego em regiões arrozeiras com revestimentos de solo local modificado com cal provou ser uma alternativa economicamente vantajosa, por reduzir custos de construção e manutenção, e sustentável, por preservar materiais não-renováveis, como solos e rochas.

Palavras-chave: pavimentos; estradas de baixo volume, estabilização de solos; análise mecanístico-empírica; ensaios de cargas repetidas

ABSTRACT

BEHAK, L. **Structural Analyze of Low-Volume Roads Covered with Soil Modified with Lime with Considering of Laboratorial Tests and Monitoring of Experimental Sections**. 2013. Ph.D. Thesis in Civil Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Soils in rice plantation areas generally present geotechnical characteristics unsuitable for use as primary wearing course of roads. Because of that, it is necessary to import materials from distant sites, a solution that, besides increasing construction cost, is rarely long-lasting. In this thesis a research on paving low volume roads with lime modified local soils is reported, in order to present an alternative solution to that problem. Both laboratory and field studies were carried out and the results were analyzed by means of a mechanistic-empirical approach. Two test sections with wearing courses made of lime modified soil were built and monitored close to Cebollatí, a village in the east of Uruguay. Previously, laboratory characterization and mechanical tests on samples of the sedimentary soil were carried out. Lime contents for mixtures were determined and the stress-strain-strength behavior of mixes with different levels of lime content, curing time and compaction energy was studied. In order to analyze the elastic behavior of the lime modified soil under traffic, resilient modulus tests were carried out. This motivated the design, assembly and use of the first equipment for triaxial compression repeated loading tests in Uruguay. Besides, stress controlled fatigue tests were performed on cylindrical specimens of soil modified with 3% and 5% of lime, cured for 28 and 150 days. The results of laboratory tests and field monitoring were analyzed using computational models. In spite of the difficulties faced during pavements construction, including heavy traffic in early days, and the poor drainage, after 5 years of service no cracks or ruts are seen on top of the test pavements. Therefore, paving low volume roads in rice plantation areas with lime modified wearing courses has proved to be a cost-effective alternative, reducing construction and maintenance costs, and a sustainable practice, preserving non-renewable materials such as rocks and soils.

Key-words: pavements; low volume roads; soil stabilization; mechanistic-empirical analysis; repeated loads tests

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS	xviii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2. OBJETIVO GERAL	4
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.4. ESTRUTURA DA TESE	6
2. MATERIAIS CIMENTADOS COM CAL PARA PAVIMENTAÇÃO	8
2.1. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL	9
2.1.1. A Cal	9
2.1.2. Reações Solo-Cal	13
2.1.3. Solos Adequados para Estabilização com Cal	17
2.1.4. Solos Modificados e Solos Estabilizados de com Cal	19
2.1.5. Métodos de Dosagem de Misturas Solo-Cal	22
2.1.6. Conclusões	23
2.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	24
2.2.1. Estradas de Baixo Volume de Tráfego	26
2.2.2. Conclusões	27
2.3. COMPORTAMENTO A DEFORMAÇÃO ELÁSTICA DE MATERIAIS CIMENTADOS	28
2.3.1. Ensaios de Carga Repetida	30
2.3.2. Modelos de Representação de Módulo de Resiliência	34

2.3.3. Comportamento Resiliente de Materiais Cimentados com Cal	37
2.3.4. Conclusões	40
2.4. FADIGA DE MATERIAIS CIMENTADOS	41
2.4.1. Ensaios de Fadiga	43
2.4.2. Modelos de Fadiga de Materiais Cimentados	46
2.4.2.1. Método de Dimensionamento Mecânico da República da África do Sul	52
2.4.2.2. Guia para Dimensionamento de Pavimentos da Austroads	57
2.4.3. Conclusões	63
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	65
3.1. TRECHOS EXPERIMENTAIS	65
3.1.1. Localização dos Trechos Experimentais de Pavimento	65
3.1.2. Dimensionamento dos Pavimentos Experimentais	69
3.1.3. Dosagem da Mistura Solo-Cal	71
3.1.4. Ensaios de Compactação	72
3.1.5. Ensaios de Índice de Suporte Califórnia	73
3.1.6. Ensaios de Durabilidade	74
3.1.7. Procedimento Construtivo dos Trechos Experimentais	75
3.1.8. Controle de Construção dos Pavimentos Experimentais	76
3.1.9. Medidas de Deflexão	77
3.2. MÉTODOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	78
3.2.1. Resistência à Compressão Simples	78
3.2.2. Resistência à Tração na Compressão Diametral	79
3.2.3. Ensaios de Módulo de Resiliência	80
3.2.4. Ensaios de Fadiga	82

3.3. MATERIAIS UTILIZADOS	86
3.3.1. Solo	86
3.3.2. A Cal Empregada nas Misturas	93
3.3.3. Solos Cimentados com Cal Utilizados na Pesquisa	94
3.4. RESULTADOS DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA EM MISTURAS SOLO-CAL	98
3.4.1. Resultados de Resistência á Compressão Simples de Solo Cimentado com Cal	98
3.4.2. Resultados de Resistência à Tração de Solo Cimentado com Cal	101
3.4.3. Relação entre a Resistência à Compressão Simples e a Resistência à Tração de Solo Cimentado com Cal	104
3.4.4. Conclusões dos Ensaios de Resistência à Compressão Simples e de Resistência à Tração de Solo Cimentado com Cal	105
4. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	107
4.1. DIMENSIONAMENTO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	107
4.1.1. Dosagem da Mistura de Solo-Cal	107
4.1.2. Parâmetros de Compactação das Misturas Solo-Cal	110
4.1.3. Índice Suporte Califórnia	112
4.1.4. Durabilidade das Misturas de Solo-cal	115
4.1.5. Ajustes Realizados para a Construção do Segundo Trecho Experimental	116
4.2. CONSTRUÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	117
4.2.1. Espalhamento do Solo	117
4.2.2. Distribuição da Cal	118
4.2.3. Compactação da Camada de Solo-Cal	119
4.2.4. Condição Final de Construção do Primeiro Trecho Experimental	121

4.2.5. Ajustes Realizados para a Construção do Segundo Trecho Experimental	123
4.3. DESEMPENHO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	126
4.3.1. Pavimento do Primeiro Trecho Experimental	126
4.3.1.1. Monitoramento da Condição Superficial	128
4.3.1.2. Monitoramento da Capacidade Estrutural	132
4.3.2. Pavimento do Segundo Trecho Experimental	139
4.3.2.1. Monitoramento da Condição Superficial	140
4.3.2.2. Monitoramento da Capacidade Estrutural	143
4.4. ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS	147
4.4.1. Análise Comparativa de Custos de Construção	148
4.4.2. Análise Comparativa de Custos de Manutenção	149
4.4.3. Análise Comparativa de Custos Totais	150
4.5. CONCLUSÕES	150
5. ESTUDO LABORATORIAL DO COMPORTAMENTO A DEFORMAÇÕES ELÁSTICAS DO SOLO DE SUBLEITO E DO SOLO MODIFICADO COM CAL	152
5.1. CONSTRUÇÃO DO EQUIPAMENTO DE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA NA COMPRESSÃO TRIAXIAL	152
5.1.1. Prensa de Carregamento	153
5.1.2. Sistema de Carregamento	156
5.1.3. Instrumentação	159
5.1.4. Interface Instrumentação-Software	161
5.1.5. Software para Controle de Ensaio	161
5.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO SOLO DE SUBLEITO	164
5.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO SOLO MODIFICADO COM CAL	171

5.3.1. Efeito do Estado de Tensões no Módulo de Resiliência do Solo Modificado com Cal	174
5.3.2. Efeito do Teor de Cal no Módulo de Resiliência do Solo Modificado	177
5.3.3. Efeito do Tempo de Cura no Módulo de Resiliência do Solo Modificado com Cal	184
5.3.4. Efeito da Energia de Compactação no Módulo de Resiliência do Solo Modificado com Cal	187
6. ESTUDO LABORATORIAL DE FADIGA DO SOLO MODIFICADO COM CAL	189
6.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA NA TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	191
6.2. DEFORMABILIDADE DO SOLO MODIFICADO COM CAL NA COMPRESSÃO DIAMETRAL	194
6.3. FADIGA DO SOLO MODIFICADO COM CAL	197
7. ANÁLISE CONJUNTA DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E MONITORAMENTO DE TRECHOS EXPERIMENTAIS	205
7.1. O SOFTWARE DE ANÁLISE DE PAVIMENTO EMPREGADO	205
7.2. RETROANÁLISE DOS PAVIMENTOS EXPERIMENTAIS	208
7.2.1. Retroanálise do Pavimento Tradicional	208
7.2.2. Retroanálise dos Pavimentos dos Trechos Experimentais	210
7.2.2.1. Dados de Entrada	210
7.2.2.2. Análise de Resultados das Retroanálises	213
7.3. COMPARAÇÕES ENTRE RESPOSTAS ESTRUTURAIS ESTIMADAS A PARTIR DA RETROANÁLISE E DEDUZIDAS A PARTIR DE MODELOS OBTIDOS EM ENSAIOS LABORATORIAIS	215
7.4. ANÁLISES DOS FATORES QUE AFETAM A VIDA ÚTIL DOS PAVIMENTOS COM REVESTIMENTO EM SOLO MODIFICADO COM CAL	216

7.4.1. Análise do Mecanismo de Degradação do Subleito	217
7.4.2. Análise dos Mecanismos de Degradação das Camadas de Solo-Cal	218
7.4.2.1. Esmagamento de Camadas Cimentadas	218
7.4.2.2. Fadiga de Camadas Cimentadas	219
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	226
8.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	226
8.2. CONCLUSÕES	226
8.2.1. Conclusões Relacionadas aos Objetivos Específicos da Pesquisa	227
8.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	233
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	235
ANEXO I. PROTOCOLO DE CONSTRUÇÃO DE CAMADAS DE REVESTIMENTO DE SOLO MODIFICADO COM CAL	249
ANEXO II. RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA NA COMPRESSÃO TRIAXIAL	253
ANEXO III. PLANILHAS DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE FADIGA NA COMPRESSÃO DIAMETRAL	263

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Mecanismo de troca de cátions	14
Figura 2.2. Mecanismo de estabilização com cal de solos argilosos	16
Figura 2.3. Deformações sob Cargas Repetidas	29
Figura 2.4. Condições de Tensões sob Carga de Tráfego	32
Figura 2.5. Equipamento de ensaio triaxial de cargas cíclicas	33
Figura 2.6. Comportamento a longo prazo de materiais levemente cimentados	53
Figura 2.7. Fatores de forma laboratório-campo para a vida de fadiga efetiva de materiais cimentados	54
Figura 3.1. Localização dos trechos experimentais de pavimento em verdadeira grandeza	66
Figura 3.2. Esquema do primeiro trecho experimental de pavimento em verdadeira grandeza	66
Figura 3.3. Geologia da região de Cebollatí	68
Figura 3.4. Estado do pavimento no local de construção do TEP1	70
Figura 3.5. Seções transversais dos pavimento tradicional e dos trechos experimentais	70
Figura 3.6. Compactador mecânico da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	72
Figura 3.7. Sistema de compactação Mini-Harvard	75
Figura 3.8. Levantamentos deflectométricos com Viga Benkelman	78
Figura 3.9. Molde de compactação de corpos-de-prova para ensaios de carga repetida na compressão triaxial	80
Figura 3.10. Sistema para transporte dos corpos-de-prova para os ensaios de fadiga ..	83
Figura 3.11. Sistema de leitura externa de deslocamento horizontal do ensaio de fadiga	84

Figura 3.12. Prensa de ensaios de fadiga do LAPAV/UFRGS	85
Figura 3.13. Local de coleta do solo utilizado na pesquisa	86
Figura 3.14. Tipo de solo amostrado	87
Figura 3.15. Perfil de solo estudado no canal de irrigação	87
Figura 3.16. Distribuição granulométrica do solo	88
Figura 3.17. Difratoograma de raios X do Solo 2	89
Figura 3.18. Curvas de compactação dos solos na energia modificada	91
Figura 3.19. ISC do solo em função da energia de compactação	91
Figura 3.20. Comportamento tensão-deformação dos solos	93
Figura 3.21. Cura de corpos-de-prova em câmara úmida	97
Figura 3.22. Evolução da resistência à compressão simples de solo cimentado com cal com o tempo de cura	99
Figura 3.23. Resistência à compressão simples em função do tempo para os materiais cimentados com cal	100
Figura 3.24. Resistência à tração por compressão diametral em função do tempo para os materiais cimentados com cal	102
Figura 3.25. Resistência à tração por compressão diametral em função do tempo para os materiais cimentados com cal	103
Figura 3.26. Relação entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples de solo cimentado com cal	105
Figura 4.1. Evolução do pH com o teor de cal	108
Figura 4.2. Evolução da resistência à compressão simples aos 28 dias em função do teor de cal	109
Figura 4.3. Curvas de compactação das misturas de solo com 3% e 5% de cal e do solo natural	111
Figura 4.4. Evolução do ISC das misturas solo-cal e do solo em função da energia de compactação	113

Figura 4.5. Operações de espalhamento do solo	117
Figura 4.6. Operações de distribuição da cal e mistura ao solo	118
Figura 4.7. Evolução da resistência à compressão simples aos 28 dias de misturas de solo com 5% de cal com o tempo de demora entre a mistura e a compactação	120
Figura 4.8. Compactação das camadas de solo-cal	121
Figura 4.9. Condição superficial final de construção das camadas de solo-cal do primeiro trecho experimental	123
Figura 4.10. Etapas de construção do segundo trecho experimental	124
Figura 4.11. Condição superficial das camadas de solo-cal no TEP1 imediatamente após a construção (abril 2008) e quatro meses depois (agosto 2008)	128
Figura 4.12. Estruturas atuais dos pavimentos do primeiro trecho experimental	130
Figura 4.13. Desgaste superficial da camada de material residual de riolito no primeiro trecho experimental	131
Figura 4.14. Condição superficial do primeiro trecho experimental com 5 anos de serviço (abril de 2013)	132
Figura 4.15. Localização de pontos fixos de monitoramento da capacidade estrutural do primeiro trecho experimental	133
Figura 4.16. Bacias de deflexão nos pontos fixos nos quatro monitoramentos do primeiro trecho experimental	134
Figura 4.17. Evolução das deflexões com o tempo de serviço do pavimento nos pontos de controle do primeiro trecho experimental	135
Figura 4.18. Condição morfológica dos setores do primeiro trecho experimental	137
Figura 4,19. Condição superficial das camadas de solo-cal imediatamente após a construção do segundo trecho experimental e do primeiro trecho experimental	141
Figura 4.20. Condição de uma valeta no segundo trecho experimental	141
Figura 4.21. Estrutura de pavimento do segundo trecho experimental após a reperfilagem da camada de solo-cal e distribuição de cobertura granular	142

Figura 4.22. Localização de pontos fixos de monitoramento da capacidade estrutural do pavimento do segundo trecho experimental	144
Figura 4.23. Bacias de deflexão levantadas nos pontos fixos nos três monitoramentos do segundo trecho experimental	145
Figura 4.24. Evolução das deflexões com o tempo no segundo trecho experimental .	146
Figura 5.1. Sistema de carregamento do equipamento para ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído para a realização da pesquisa	154
Figura 5.2. Câmara triaxial do equipamento para ensaios de cargas repetidas construído na <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	154
Figura 5.3. Pórtico de carregamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	155
Figura 5.4. Sistema de carregamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	156
Figura 5.5. Válvula de três vias do equipamento para ensaios de carga triaxial cíclico da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	158
Figura 5.6. Válvulas proporcionais do equipamento para ensaios de cargas repetidas da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	159
Figura 5.7. Sistema de leituras de deslocamento vertical do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	160
Figura 5.8. Tela gerada pelo software LabVIEW durante a execução de um ensaio de carga repetida na compressão triaxial	162
Figura 5.9. Forma do pulso de deslocamento real no ensaio de carga repetida na compressão triaxial	163
Figura 5.10. Vista geral do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído na <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	164
Figura 5.11. Pulso de carga típico gerado nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados com o equipamento da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	166

Figura 5.12. Pulso de deslocamento típico gerado nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial com o equipamento da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR	166
Figura 5.13. Módulo de resiliência do solo compactado nas energias modificada e normal em função da tensão desvio normalizada	168
Figura 5.14. Módulos de resiliência das misturas de solo-cal em função da tensão desvio normalizada, para dois tempos de cura. Corpos-de-prova compactadas na energia modificada	175
Figura 5.15. Módulos de resiliência das misturas de solo-cal em função da tensão desvio normalizada, para dois tempos de cura. Corpos-de-prova compactados na energia normal	175
Figura 5.16. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 28 dias de cura e compactadas na energia modificada, em função do teor de cal	178
Figura 5.17. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 90 dias de cura e compactadas na energia modificada, em função do teor de cal	178
Figura 5.18. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 28 dias de cura e compactadas na energia normal, em função do teor de cal	179
Figura 5.19. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 90 dias de cura e compactadas na energia normal, em função do teor de cal	179
Figura 5.20. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 28 dias de cura e compactado na energia modificada	181
Figura 5.21. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 90 dias de cura e compactado na energia modificada	181
Figura 5.22. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 28 dias de cura e compactado na energia normal	182
Figura 5.23. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 90 dias de cura e compactado na energia normal	182
Figura 5.24. Efeito do tempo de cura no módulo de resiliência do solo modificado com cal	184

Figura 5.25. Efeito da adição de cal no módulo de resiliência do solo modificado com cal para as duas energias de compactação	185
Figura 5.26. Módulo de resiliência do solo modificado com cal em função da tensão desvio normalizada para as duas energias de compactação	187
Figura 6.1. Módulo de resiliência na tração por compressão diametral do solo modificado com cal em função da tensão de tração normalizada	192
Figura 6.2. Deformação de tração inicial no solo modificado com cal em função da tensão de tração normalizada	195
Figura 6.3. Vida de fadiga em função da deformação inicial de tração para diversas combinações de teor de cal e tempo de cura	198
Figura 6.4. Vida de fadiga em função do quociente entre a deformação de tração inicial e a deformação de tração na ruptura do solo modificado com cal	201
Figura 7.1. Quantificação de vida de fadiga de material cimentado	223

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Propriedades das cal cálcica e da cal dolomítica comerciais	10
Tabela 2.2. Propriedades típicas para materiais modificados, levemente cimentados e fortemente cimentados	21
Tabela 2.3. Categorias de estradas	55
Tabela 2.4. Valores recomendados de deformação na ruptura de materiais cimentados pelo SAMDM	55
Tabela 2.5. Valores de K em função dos módulos de materiais cimentados (Fonte: Angell, 1988)	58
Tabela 2.6. Valores da constante K em função do módulo do material cimentado (Fonte: Jameson, 2010)	58
Tabela 2.7. Novos valores da constante K em função do módulo do material cimentado (Fonte: Jameson, 2010)	61
Tabela 2.8. Fatores de confiança recomendados para fadiga de materiais cimentados pela Austroads	62
Tabela 3.1. Estado de tensões aplicados nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados	82
Tabela 3.2. Características físicas e mecânicas do solo estudado	88
Tabela 3.3. Resistência à compressão simples dos solos ensaiados	92
Tabela 3.4. Resistência à tração por compressão diametral do Solo 2	93
Tabela 3.5. Composição mineralógica da cal comercial empregada na pesquisa	94
Tabela 3.6. Programa de ensaios de carga repetida na compressão triaxial de solo cimentado com cal	95
Tabela 3.7. Programa de ensaios de vida de fadiga de solo cimentado com cal	95
Tabela 3.8. Programa de ensaios de ensaios de caracterização mecânica de solo cimentado com cal	96

Tabela 3.9. Resistência à compressão simples de solo cimentado com cal	98
Tabela 3.10. Resistência à tração por compressão diametral do solo cimentado com cal	101
Tabela 4.1. pH de misturas em função do teor de cal	108
Tabela 4.2. Resistência à compressão simples aos 28 dias das misturas de solo com diferentes teores de cal	109
Tabela 4.3. Parâmetros de compactação das misturas de solo com 3% e 5% de cal e do solo natural	111
Tabela 4.4. ISC do solo e das misturas solo-cal	113
Tabela 4.5. ISC do solo e das misturas solo-cal em função do Grau de Compactação	114
Tabela 4.6. Durabilidade das misturas solo-cal a ciclos de molhagem e secagem	115
Tabela 4.7. Parâmetros de compactação das misturas solo-cal do segundo trecho experimental	116
Tabela 4.8. Resistência à compressão simples aos 28 dias de solo com 5% de cal para diferentes tempos de demora entre a mistura e a compactação	119
Tabela 4.9. Resultados dos ensaios de controle de compactação do primeiro trecho experimental	122
Tabela 4.10. Resultados dos ensaios de controle de compactação do segundo trecho experimental	125
Tabela 4.11. Monitoramentos do pavimento do primeiro trecho experimental	126
Tabela 4.12. Medidas de deflexão com Viga Benkelman nos monitoramentos do primeiro trecho experimental por ponto fixo de leitura	133
Tabela 4.13. Monitoramentos do pavimento do segundo trecho experimental	140
Tabela 4.14. Medidas de deflexão com Viga Benkelman nos monitoramentos do segundo trecho experimental em cada ponto de leitura	144
Tabela 4.15. Valores médios de deflexão nos pontos e nos monitoramentos do segundo trecho experimental	146

Tabela 5.1. Características das válvulas proporcionais utilizadas no equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da <i>Sección Geotécnica</i> da UdelaR .	159
Tabela 5.2. Características e denominação dos corpos-de-prova de solo ensaiados com cargas repetidas na compressão triaxial	165
Tabela 5.3. Parâmetros dos modelos de comportamento resiliente do solo para ambas as energias de compactação	169
Tabela 5.4. Características dos corpos-de-prova do solo modificado com cal compactados na energia modificada, ensaiados a carga repetida na compressão triaxial	172
Tabela 5.5. Características dos corpos-de-prova de solo modificado com cal compactados na energia normal, ensaiados a carga repetida na compressão triaxial ..	173
Tabela 5.6. Parâmetros resilientes do solo modificado com cal para cada combinação de tempo de cura e energia de compactação	183
Tabela 5.7. Parâmetros resilientes do solo modificado com cal para cada energia de compactação	186
Tabela 6.1. Características dos corpos-de-prova de solo modificado com cal ensaiados à fadiga	190
Tabela 6.2. Deformações de tração na ruptura estimadas para o solo modificado com cal	196
Tabela 7.1. Valores de entrada e faixa de valores de módulo de resiliência recomendados pelo programa computacional EVERSTRESS	207
Tabela 7.2. Coeficientes de Poisson recomendados pelo programa computacional EVERSTRESS	207
Tabela 7.3. Parâmetros de entrada dos materiais do pavimento tradicional	209
Tabela 7.4. Parâmetros de entrada dos materiais dos pavimentos dos trechos experimentais	212
Tabela 7.5. Valores de módulo de resiliência retroanalizados, tensões e deformações calculadas para os dois trechos experimentais	213

Tabela 7.6. Vida de fadiga calculada com uso das funções de transferência dadas pelo SAMDM e pela Austroads	221
Tabela II.1. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial do solo compactado na energia modificada	254
Tabela II.2. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial do solo compactado na energia normal	254
Tabela II.3. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada .	255
Tabela II.4. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada .	255
Tabela II.5. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada .	256
Tabela II.6. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada .	256
Tabela II.7. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada .	257
Tabela II.8. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada .	257
Tabela II.9. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada .	258
Tabela II.10. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada .	258
Tabela II.11. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal	259
Tabela II.12. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal	259
Tabela II.13. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal	260

Tabela II.14. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal	260
Tabela II.15. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal	261
Tabela II.16. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal ...	261
Tabela II.17. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal	262
Tabela II.18. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal	262
Tabela III.1. Planilha de resultados do ensaio de carga repetida na compressão diametral do solo modificado com 3% de cal e com 150 dias de cura	264
Tabela III.2. Planilha de resultados do ensaio de carga repetida na compressão diametral do solo modificado com 5% de cal e com 150 dias de cura	264
Tabela III.3. Planilha de resultados do ensaio de fadiga na compressão diametral do solo modificado com 3% de cal e com 150 dias de cura	265
Tabela III.4. Planilha de resultados do ensaio de fadiga na compressão diametral do solo modificado com 5% de cal e com 28 dias de cura	265
Tabela III.5. Planilha de resultados do ensaio de fadiga na compressão diametral do solo modificado com 5% de cal e com 150 dias de cura	266

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials
- Al^{+++} : Íon Alumínio
- Al_2O_3 : Alumina
- ASTM: American Society for Testing and Materials
- AUSTROADS: Association of Australia and New Zealand Road Transport and Traffic Authorities
- Ca^{++} : Íon Cálcio
- CaO: Óxido de Cálcio
- $Ca(OH)_2$: Hidróxido de Cálcio
- CAH: Aluminato Hidratado de Cálcio
- CASH: Sílico-Aluminato Hidratado de Cálcio
- CBUQ: Concreto Betuminoso Usinado a Quente
- CO_2 : Dióxido de Carbono
- CSH: Silicato Hidratado de Cálcio
- DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura Terrestre
- EBV: Estrada de Baixo Volume de Tráfego
- ESAL: Equivalent Single Axle Load
- Fe_2O_3 : Óxido de Ferro
- FHWA: Federal Highway Administration
- GC: Grau de Compactação
- G: Gravedade Específica
- ICL: Initial Consumption of Lime Test

IDR: Intendencia Departamental de Rocha

IP: Índice de Plasticidade

ISC: Índice de Suporte Califórnia

K^+ : Íon Potássio

k_i : Relação molecular sílica/alumina

k_r : Relação molecular sílica/sesquióxidos

LPAV: Laboratório de Pavimentação

LFP: Lime Fixation Point

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

LTPP: Long Term Pavement Performance

Mg^{++} : Íon Magnésio

MgO: Óxido de Magnésio

Mr: Módulo de Resiliência

M1: Primeiro Monitoramento de Trechos Experimentais

M2: Segundo Monitoramento de Trechos Experimentais

N: Vida de Fadiga

Na^+ : Íon Sódio

p_a : Pressão Atmosférica

PC: Ponto de Controle do Pavimento Tradicional

pH: Potencial Hidrogeniônico

Q_r : Quociente de Resistência

R^2 : Coeficiente de Determinação

RCS: Resistência à Compressão Simples

RT: Resistência à Tração por Compressão Diametral

S: Grau de Saturação

SAMDM: South African Mechanistic Design Method

SF: Fator de Conversão Laboratório-Campo

SHRP: Strategic Highway Research Program

SiO₂: Sílica

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

S3C: Solo Silto-Argiloso Modificado com 3% de Cal

S4C: Solo Silto-Argiloso Modificado com 4% de Cal

S5C: Solo Silto-Argiloso Modificado com 5% de Cal

S7C: Solo Silto-Argiloso Modificado com 7% de Cal

S9C: Solo Silto-Argiloso Modificado com 9% de Cal

TEP: Trecho Experimental de Pavimento em Verdadeira Grandeza

TEP1: Primeiro Trecho Experimental de Pavimento em Verdadeira Grandeza

TEP1_{S3C}: Trecho Experimental de Pavimento em Verdadeira Grandeza com Camada de Revestimento de Solo Modificado com 3% de Cal

TEP1_{S5C}: Trecho Experimental de Pavimento em Verdadeira Grandeza com Camada de Revestimento de Solo Modificado com 5% de Cal

TEP2: Segundo Trecho Experimental de Pavimento em Verdadeira Grandeza

UdelaR: Universidad de la República do Uruguai

UFRGS: Universidade Federal de Rio Grande do Sul

w_{ót}: Teor de Umidade Ótima

ε_b: Deformação de Tração na Ruptura

ε_{to}: Deformação de Tração Inicial

γ_d: Peso Específico Aparente Seco

γ_{dmáx}: Peso Específico Aparente Seco Máximo

σ_1 : Tensão Normal Principal Maior

σ_3 : Tensão Normal Principal Menor

σ_d : Tensão Normal Desvio

σ_t : Tensão de Tração na Compressão Diametral

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

O desenvolvimento econômico e social dos países baseia-se em grande parte na qualidade de seu sistema de transporte rodoviário. Grandes investimentos são realizados na construção de rodovias e vultosos recursos são necessários para garantir que as rodovias possam cumprir sua função de possibilitar o transporte de cargas e pessoas. A função econômica da infraestrutura rodoviária traduz-se pelo montante de recursos investidos na sua construção e manutenção, o que explicita a importância de empregar bons métodos de dimensionamento e sistemas de gerência de pavimentos. Pavimentos rodoviários subdimensionados sofrerão ruptura prematura, o que conduzirá a altos custos de reconstrução e grandes perdas econômicas. Por sua vez, pavimentos superdimensionados envolverão desperdício dos recursos sempre limitados.

O pavimento é uma estrutura formada por múltiplas camadas destinada técnica e economicamente a resistir no tempo a ação do tráfego de veículos e do meio ambiente, proporcionando condições de rolamento confortáveis e seguras. Assim definido, do mesmo modo que as outras estruturas da engenharia civil devem atender adequadamente aos seus objetivos de uso, o pavimento necessita ser dimensionado de modo a fornecer um nível de serviço aceitável e adequado, para determinados volumes de tráfego e condições ambientais (Theyse et al., 2007).

Especificamente, os pavimentos sofrem degradações com o tempo associadas a várias patologias, dentre elas: deformações permanentes excessivas, trincamentos por fadiga e por retração térmica entre outras. As duas primeiras estão mais relacionadas com o tráfego atuante e a estrutura do pavimento, enquanto o trincamento térmico está relacionado com as características dos materiais utilizados e as condições ambientais.

O Uruguai é um país produtor de matérias primas agrícolas e pecuárias. Na última década a produção aumentou consideravelmente e com ela o volume de tráfego, tanto em termos de número de caminhões quanto de magnitudes e número de cargas de eixo. A extensa rede de estradas rurais começa a mostrar-se inadequada para os novos padrões de tráfego, sendo necessário em parte reconstruir ou reforçar as estruturas dos pavimentos para adequá-las a estes novos padrões. Satisfazer os novos padrões de

tráfego de modo racional, e levando em conta as restrições orçamentárias, será possível na medida em que se mude a prática de construção de estradas, isto é, caracterizando o comportamento sob carga de tráfego dos materiais, incorporando métodos de dimensionamento adequados ao tipo de pavimento e aprimorando os procedimentos construtivos.

A crescente demanda de materiais de pavimentos capazes de suportar as maiores exigências de carga de tráfego obriga a aprimorar a seleção e a caracterização dos materiais existentes em cada região, racionalizar seu uso, levando em conta que é um recurso finito, e explorar jazidas considerando os efeitos sobre o meio ambiente.

A Lagoa Mirim está localizada na fronteira entre o Estado de Rio Grande do Sul, Brasil, e os Departamentos de Rocha, Treinta y Tres e Cerro Largo, no Uruguai. No território uruguaio, a bacia da Lagoa Mirim é caracterizada por extensas planícies de alagamento e banhados que possibilitaram a deposição de sedimentos basicamente finos de espessura considerável. Devido às características do meio físico, a cultura de arroz é a principal atividade econômica da região. A evolução da cultura de arroz tem sido significativa nas últimas décadas, passando de 405.769 toneladas de arroz com casca na safra 1985-86 para 1.657.500 toneladas de arroz com casca na última safra 2010-11 (ACA, 2012).

A malha rodoviária na bacia da Lagoa Mirim se caracteriza por estradas não pavimentadas de baixo volume de tráfego ao longo do ano, embora muito intenso na época da safra de arroz. O pavimento típico dessas estradas é constituído por um revestimento primário (solo pedregulhoso) com 10 cm de espessura, sobre o subleito.

Os solos ocorrentes na região são finos inadequados para emprego como camada de revestimento, dado o crescente volume de tráfego de caminhões, e muito deformáveis para o nível de esforços que devem suportar como subleito. Além disso, a morfologia plana da região impede a adequada drenagem do subleito, fazendo com que os solos trabalhem permanentemente em condições saturadas e, por vezes, o pavimento todo pode ficar submerso por alagamento. A consequência é a rápida degradação das estradas da região, obrigando a contínuas intervenções de manutenção rotineira, reabilitações e reconstruções.

Para atender a problemática, a *Intendencia Departamental de Rocha* (IDR) utiliza como material de camada de revestimento pedregulhos de riolitos (britados ou naturais) de boa qualidade, embora extraídos de jazidas localizadas a distâncias médias de 80 km. Os elevados custos de transporte destes materiais dificultam extremamente a manutenção de padrões mínimos de trafegabilidade da malha rodoviária, ainda mais considerando as restrições orçamentárias.

De forma geral, os materiais de qualidade adequada para pavimentação são recursos finitos e cada vez mais escassos e a exploração de novas jazidas é cada vez mais limitado por restrições ambientais e de ocupação de áreas urbanas e rurais. Como consequência, o preço dos materiais de jazida é cada vez maior e os custos de armazenagem de materiais escavados aumentam. Mesmo em países como o Uruguai, onde aparentemente os recursos naturais estão longe de se esgotar e a abertura de novas jazidas é possível, o planejamento de uso racional destes recursos deveria ser uma prática ambientalmente correta a ser adotada. Procurando preservar os recursos naturais e racionalizar os custos construtivos, a estabilização de solos locais surge como uma alternativa.

A estabilização de solos coesivos com cal é uma das práticas mais antigas de construção, sendo empregada pelo homem há mais de 2000 anos. Camadas de solo-cal foram usadas pelos romanos na construção da Via Apia (Lambe, 1962). Com esta técnica são desenvolvidos materiais mais resistentes, menos deformáveis e mais duráveis que, além disso, reduzem os esforços do tráfego transmitidos ao subleito. Consegue-se assim melhorar o desempenho estrutural dos pavimentos e, conseqüentemente, reduzir a relação entre o custo de obra e sua vida útil.

Contudo, como salienta Foley (2001), os engenheiros que procuram utilizar materiais alternativos na construção ou reabilitação de pavimentos de rodovias estão severamente limitados pela falta de dados de desempenho de materiais cimentados. Poucas pesquisas têm sido conduzidas para avaliar o comportamento de materiais cimentados em pavimentos e determinar os insumos requeridos pelos novos métodos mecânicos ou mecânico-empíricos de dimensionamento de pavimentos.

Existe pouca informação relacionada com o desempenho de materiais cimentados do ponto de vista mecânico e só umas poucas pesquisas sobre o desempenho mecânico de solos estabilizados com cal têm sido desenvolvidas.

A caracterização laboratorial de materiais cimentados para pavimentos de estradas de baixo volume de tráfego (EBV) tem sido recentemente completada pela Austroads (Gonzalez et al., 2010). Esta pesquisa concluiu que é necessário fazer-se uma revisão substancial no método de dimensionamento de espessura para materiais cimentados.

No Uruguai, por não dispor-se até o ano 2012 de equipamentos para ensaios de cargas repetidas para a determinação de módulos de resiliência e não se ter informações sobre o comportamento na fadiga de materiais cimentados, o uso dos métodos mecânico-empíricos de dimensionamento de pavimentos é muito limitado e, quando são usados, aplicam-se correlações empíricas para determinar os módulos de resiliência. Além disso, é necessário desenvolver a área de pesquisas de pavimentação no Uruguai, razão pela qual é necessário o desenvolvimento de equipamentos para ensaios de carga repetida.

Neste contexto, a pesquisa relatada nesta tese visou o estudo do desempenho estrutural de pavimentos de baixo volume de tráfego revestidos com solo modificado com cal. Para a realização da mesma foi projetado, construído, calibrado e operado o primeiro equipamento uruguaio para ensaios de cargas repetidas na compressão triaxial. Também foram construídos, em uma região produtora de arroz no Departamento de Rocha, pavimentos revestidos com solo local modificado com cal, que foram monitorados por períodos que variaram de 2 a 5 anos.

1.2. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral da pesquisa foi analisar o desempenho de materiais modificados com cal como revestimento de pavimento em EBV, mediante uma abordagem mecânico-empírica. Procurou-se estabelecer alternativas de pavimentos capazes de suportar o crescente volume de tráfego com uma vida útil adequada, bem como racionalizar custos de construção e manutenção.

Para tal, foi considerado um solo local da zona de Cebollatí, Departamento de Rocha, Uruguai, modificado com cal, procurando reduzir os custos de transporte de materiais.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos da pesquisa foram atingidos realizando-se dois grupos de atividades desenvolvidos simultaneamente: análise mecanística com base a ensaios de laboratório e análise empírica de campo a partir de monitoramento de trechos experimentais.

Objetivos específicos relacionados com a Análise Mecanística de Laboratório:

- a) Projetar, construir e calibrar um equipamento para ensaios de cargas repetidas na compressão triaxial.
- b) Realizar ensaios de cargas repetidas na compressão triaxial para determinação de módulos de resiliência do solo de Cebollatí e de misturas desse solo com cal.
- c) Determinar o efeito do teor de cal e do tempo de cura nos parâmetros de compactação, na resistência à compressão simples e na resistência à tração por compressão diametral do solo modificado com cal.
- d) Analisar o efeito do teor de cal, do tempo de cura e da energia de compactação no comportamento resiliente do solo modificado com cal.
- e) Ajustar modelos de comportamento resiliente em função do estado de tensões do solo modificado com cal.
- f) Analisar o efeito do teor de cal e tempo de cura na vida de fadiga do solo modificado com cal.
- g) Desenvolver modelos de vida de fadiga do solo modificado com cal.

Objetivos Específicos relacionados com o Desempenho de Trechos Experimentais.

- a) Testar diferentes métodos expeditos de dosagem de misturas de solo modificado com cal.

- b) Acumular experiência prática de construção de pavimentos revestidos com solo modificado com cal, adaptando as condições locais de recursos humanos e equipamento.
- c) Avaliar o desempenho estrutural de pavimentos revestidos com solo modificado com cal, considerando as condições locais de tráfego e de meio ambiente.
- d) Interpretar o desempenho observado nas pistas experimentais à luz dos modelos de laboratório definidos.

1.4. ESTRUTURA DA TESE

A tese foi dividida em 7 capítulos.

Inicialmente, neste Capítulo 1 é apresentado o tema da pesquisa e sua justificativa, os objetivos e a estrutura da tese.

No Capítulo 2 é apresentado o embasamento teórico e o estado-da-arte do conhecimento nas áreas temáticas de interesse à tese. Particularmente, faz-se uma abordagem teórica da estabilização de solos com cal, visando à compreensão das características da cal e as reações químicas entre o solo a cal. Descrevem-se quais solos são os mais adequados para estabilizar com cal e são resumidos os métodos de dosagem de misturas solo-cal mais empregados na prática profissional. Uma análise particular é realizada sobre os conceitos de modificação e estabilização de solos com cal e os critérios desenvolvidos para definir limites entre ambas as condições de misturas de solo-cal, visando seu comportamento como camadas de base.

É apresentado o estado de conhecimento do comportamento resiliente de materiais cimentados com cal, destacando os métodos e equipamentos para a determinação de módulos de resiliência de materiais de pavimentação, modelos de variação do módulo de resiliência em função do estado de tensões e relatos de comportamento resiliente de materiais de solo estabilizado com cal. Ênfase especial é dada aos conceitos de vida de fadiga de materiais cimentados de pavimentação, aos ensaios de laboratório para a determinação da vida de fadiga e aos modelos de fadiga desenvolvidos para materiais fracamente cimentados. Finalmente são descritos sumariamente modelos de

desempenho estrutural desenvolvidos para materiais fracamente cimentados, visando seu emprego no dimensionamento de pavimentos de baixo volume de tráfego.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental da pesquisa. É feita uma descrição geomorfológica do sítio de localização dos trechos experimentais de pavimentos. Descrevem-se os métodos de ensaios de laboratório e de campo realizados, assim como os detalhes da preparação dos corpos-de-prova. É realizada uma descrição dos materiais utilizados e sua caracterização física e mecânica, como base para a execução dos ensaios de módulo de resiliência e de vida de fadiga.

O Capítulo 4 é dedicado à experiência desenvolvida com 2 trechos experimentais de pavimentos de baixo volume de tráfego, construídos com revestimentos de solo local modificado com cal na zona de Cebollatí, Departamento de Rocha, Uruguai. São relatados os projetos das misturas e a experiência construtiva. Igualmente, são analisados os resultados do monitoramento de desempenho dos trechos experimentais.

O Capítulo 5 detalha as etapas de construção e implantação do primeiro equipamento para ensaios de carga repetida na compressão triaxial do Uruguai; realizada na *Sección Geotécnica* da UdelaR. São apresentados os resultados dos primeiros ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados em corpos-de-prova compactados do solo utilizado na pesquisa e de solo modificados com cal. A partir dos resultados é realizada a análise do comportamento quanto à deformabilidade elástica de solo modificado com cal.

O Capítulo 6 é dedicado a apresentar os resultados dos ensaios de fadiga de solo modificado com cal utilizados na pesquisa. No corpo do capítulo, também é realizada uma análise dos resultados dos ensaios de fadiga, comparando-os com a experiência desenvolvida em outros países.

No Capítulo 7 é realizada uma análise conjunta de pavimentos de baixo volume de tráfego revestidos com solo modificado com cal à luz dos resultados de desempenho estrutural dos trechos experimentais construídos na região de Cebollatí e de comportamento resiliente e de vida de fadiga laboratorial, visando o desenvolvimento de um método de dimensionamento de pavimentos desse tipo.

O Capítulo 8 tem por propósito a sistematização do conhecimento gerado durante a pesquisa, suas conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. MATERIAIS CIMENTADOS COM CAL PARA PAVIMENTAÇÃO

Inúmeras pesquisas envolvendo materiais cimentados em geral e sobre solos tratados com cal em particular têm sido realizadas por pesquisadores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Rio Grande do Sul (UFRGS); visando seu emprego como materiais de camadas de rodovias e como camadas de suporte para fundações superficiais.

Destaca-se a tese de doutorado de Ceratti (1991) na qual realizou, de forma pioneira no Brasil, ensaios de fadiga de misturas de solos lateríticos de São Paulo e do Rio Grande do Sul com cimento, desenvolvendo o equipamento para ensaios de flexão de vigotas e utilizando, também, o ensaio de compressão diametral. Partindo do trabalho de Ceratti (1991) foram desenvolvidas mais outras pesquisas envolvendo a estabilização de solos com cal, visando seu uso na pavimentação (Núñez, 1991; Lovato, 2004). Os resultados obtidos por estes pesquisadores que são de interesse para esta tese são apresentados oportunamente.

Pesquisas envolvendo estabilização de solos para camadas de suporte de fundações superficiais foram realizadas na UFRGS por Consoli (Consoli et al., 2001; Consoli et al., 2009a, 2009b). Consoli et al. (2001) ao estudar um solo arenoso tratado com cinza volante e cal de carbureto, verificaram que para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cal provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido.

A linha de Consoli et al. (2001) foi continuada posteriormente por outras pesquisas (Thomé, 1999; Dalla Rosa, 2009; Lopes Junior, 2011). Thomé (1999) estabilizou um solo residual de arenito de Botucatu com cinza pesada e cal de carbureto, encontrando uma boa correlação entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral. Dalla Rosa (2009) realizou ensaios triaxiais em um solo artificialmente cimentado, curado sob diferentes níveis de tensão e estado de tensões, demonstrando que a alteração dos estados de tensões de cura, bem como a magnitude das tensões confinantes durante a cura, apresentaram influência no comportamento tensão-deformação-dilatância das amostras artificialmente cimentadas. Lopes Junior (2011) procurou validar a relação volume de vazios/volume de cal na estimativa da resistência à compressão simples e triaxial, comportamento tensão-dilatância e rigidez

inicial de um solo tratado com cal curado por períodos longos e quantificar a influência da adição de resíduos de diferentes potenciais de reatividade no comportamento mecânico do solo-cal.

Neste Capítulo é apresentado o embasamento teórico sobre a estabilização de solos com cal na pavimentação. São mostradas as características da cal e das reações químicas que se desenvolvem entre os minerais dos solos e a cal, possibilitando a formação de novos materiais cimentados. São definidos os solos mais apropriados para a estabilização com cal, assim como descritos os métodos de dosagem de misturas solo-cal desenvolvidos.

É definido o módulo de resiliência como parâmetro de caracterização de materiais de pavimentação e são explicados os métodos de laboratório para sua determinação. São apresentados os modelos de comportamento resiliente de materiais de pavimentação, colocando especial ênfase nos correspondentes a solos cimentados com cal. É apresentado um relato sobre a vida de fadiga de materiais levemente cimentados e os modelos de degradação para esse tipo de materiais, quando empregados como camadas de pavimentos.

2.1. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL

2.1.1. A Cal

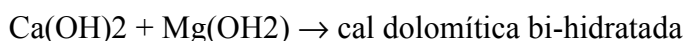
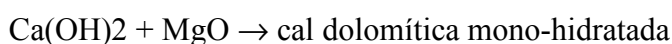
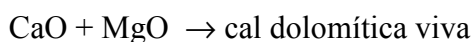
A cal é um aglomerante resultante da calcinação, a temperatura de 850°C – 900°C, de rochas calcárias constituídas por carbonato de cálcio e/ou carbonato de magnésio. O resultado da calcinação é o óxido de cálcio (CaO) e de cálcio-magnésio (CaO – MgO), genericamente denominados de cal viva ou cal virgem.

Quando à cal viva é adicionada água, ocorre sua hidratação, obtendo-se como resultado cal hidratada (Ca(OH)₂). A hidratação da cal viva é exotérmica, com grande liberação de calor. As reações de formação de cal viva e da cal hidratada são resumidas pelas Equações 2.1 e 2.2.



Além desse tipo de cal, pode-se ter cales dolomíticas, quando o processo de calcinação é de calcário dolomítico (ricos em magnésio). A cal dolomítica é uma mistura de óxido ou

hidróxido de cálcio e de magnésio. Assim se reconhecem os seguintes tipos de cales dolomíticas:



A composição química típica da cal cálcica e da cal dolomítica comerciais é apresentada na Tabela 2.1 (National Lime Association, 1988).

Tabela 2.1. Propriedades da cal cálcica e da cal dolomítica comerciais
(Fonte: National Lime Association, 1988)

Componente	Cal Cálcica (%)	Cal Dolomítica (%)
Óxido de Cálcio (CaO)	92,25 – 98,00	55,50 – 57,50
Óxido de Magnésio (MgO)	0,30 – 2,50	37,60 – 40,80
Sílica (SiO ₂)	0,20 – 1,50	0,10 – 1,50
Óxido de Ferro (Fe ₂ O ₃)	0,10 – 0,40	0,05 – 0,40
Alumina (Al ₂ O ₃)	0,10 – 0,50	0,05 – 0,50
Dióxido de Carbono (CO ₂)	0,40 – 1,50	0,40 – 1,50

O uso da cal na estabilização de solos coesivos é uma prática milenária. Camadas de solo-cal foram realizadas pelos romanos na construção da Via Apia (Lambe, 1962). Sua utilização em rodovias iniciou-se nos Estados Unidos na década dos anos 20 do passado século.

A modificação e estabilização de materiais de pavimentos usando cal é uma prática bem sucedida em diferentes países do globo. A adição de cal a solos finos reativos tem efeitos benéficos em suas propriedades de engenharia como: redução da plasticidade e do potencial expansivo, melhoria da trabalhabilidade, aumento de resistência e rigidez e maior durabilidade (Mallela et al., 2004). Além disso, a cal tem sido usada para melhorar as propriedades de resistência e rigidez de materiais de base e sub-base.

Entretanto, no Brasil, devido às particularidades regionais de formação de solos, a técnica de estabilização com cal encontra-se em estágio primário de utilização (Pereira, 2005).

Algumas poucas experiências de pistas experimentais de solo-cal no Brasil foram relatadas por Guimarães (1971), entre elas:

- Aeroporto Congonhas (São Paulo). Na área de hangares da Varig (10000 m²) foi construída uma base de solo-cal-agregado, com 6% de cal hidratada, e um solo classificado como A-7-5, índice de plasticidade (IP) igual a 12. O material apresentou resistência à compressão simples (RCS) de 1,5 MPa aos 28 dias.
- Rodovia Curitiba – Porto Alegre. Próximo ao km 10, no Estado do Paraná, com 1000 m de extensão. Foi tratado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal.
- Rodovia Brasília – Fortaleza. Nas proximidades de Sobradinho/DF foram executados dois trechos de 150 m cada, com base com 1% e 3% de cal, e sub-base em solo laterítico.
- Avenida Sernambetiba (Rio de Janeiro) – trecho de 18 km com base de solo-cal. Utilizou-se um solo com 25% a 33% retido na peneira #200 e teores de 3% e 4% de cal.

No fim dos anos 60 e início dos 70 foram construídos dois trechos experimentais com base e sub-base de solo laterítico estabilizado com cal na BR-377/RS (ligação Cruz Alta – Carazinho) (Lucena e Brugnara, 1970). A boa capacidade estrutural da base estabilizada, mesmo após quase 35 anos de serviço praticamente sem manutenção ou restauração, aliada à existência de informações sobre os materiais utilizados e sua localização, motivaram a pesquisa laboratorial desenvolvida por Lovato (2004) sobre o comportamento mecânico desta mistura solo-cal.

A partir de 1970 a DAER/SP construiu quatro pistas experimentais, com base ou sub-base de solo-cal (Nogami et al., 1980). A pista mais antiga foi executada em 1971-1972, na SP-225 (trecho Dois Córregos – Guarapuã), com um solo argiloso com mais de 60% passante na peneira #200, limite de liquidez (LL) de 53%, IP de 25%, classificado como A-7. Utilizou-se um teor de 3% de cal para sub-base e 5% de cal para base. Como

revestimento foi adotado um tratamento de penetração invertida tripla, com 3 cm de espessura.

Correa e Felex (1990) constataram que o pavimento com camada de solo-cal executado na SP-225 não apresentava trincas após 15 anos, indicando um comportamento de material flexível, muito mais próximo de solo-brita que de solo-cimento. Além disso, os ensaios em amostras retiradas da pista demonstraram uma clara modificação da base e capacidade de suporte elevada.

Medina (1989) descreveu dois trechos experimentais. O primeiro de 150 m, construído na RJ-116 próximo a Cachoeiras do Macacú, com base composta de 4% de cal dolomítica hidratada e solo laterítico argiloso amarelo. O segundo trecho localiza-se na BR-116/MG, no trecho entre Mauriaé e Fervedouro, e foi executado com base de solo laterítico argiloso amarelo estabilizado com 9% de cal cálcica hidratada.

Trechos experimentais foram executados em solo-cal na BR 262 (trecho Santo Antônio do Monte), Estado de Minas Gerais, rodovia que liga a Serra dos Aimorés à divisa MG/BA e rodovia ligando Guapé e Ilicínea (Azevêdo e Ramalho, 2000). Os autores compararam os custos da estabilização com cal com as de soluções consideradas “tradicionais” (solo-brita e brita graduada) e constataram a viabilidade técnica e econômica daquele tipo de alternativa.

Ribeiro de Rezende e Camapum de Carvalho (2003) relataram a construção de dois trechos experimentais estabilizados com cal em 1998 e 2000. O primeiro, construído na rodovia DF-205 (com baixo volume de tráfego), tinha 80 m de comprimento, e foi construído com uma base de 20 cm de solo argiloso e 2% de cal cálcica, sobre o subleito argiloso. O segundo foi construído no entroncamento da DF-440 e DF-001 (médio volume de tráfego), com extensão de 60 m, sendo composto por base e sub-base de 15 cm, estabilizadas com 6% e 3% de cal cálcica, respectivamente.

No Uruguai, Rodríguez et al. (1994) conduziram a construção de um trecho experimental com camadas de solo-cal em uma estrada vicinal de baixo volume de tráfego nas proximidades de Cebollatí, na região da bacia arrozeira da Lagoa Mirim. O trecho experimental foi dividido em três setores com estruturas de pavimento diferentes:

- Solução 1 - Base de solo-cal de 15 cm de espessura.

- Solução 2 - Base de material granular de 7 cm de espessura acima de uma camada de solo-cal de 15 cm de espessura
- Solução 3 - Base de material granular de 15 cm de espessura sobre uma camada de solo-cal de 15 cm de espessura

Foi utilizado o solo local, com um 80% passante pela peneira #200, LL de 40% e IP de 23%; classificado segundo a AASHTO como A-7-6. Para as três soluções o teor de cal projetado foi de 4%, embora fossem verificados após a construção teores de cal dentre 5% e 6%. Os autores não apresentaram conclusões sobre o desempenho dos pavimentos experimentais, porém verificaram que para distâncias de transporte de material granular (tradicionalmente utilizado na região) maiores que 38 km, as soluções de misturas de solo local com cal têm menor custo construtivo.

A cal pode ser usada para tratar solos com vários teores, dependendo do objetivo. Baixos teores são usados para modificar as propriedades físicas de solos, tais como a plasticidade, trabalhabilidade e potencial expansivo. Tal tratamento produz vias de serviço para construção de estradas ou estradas temporárias. Maiores teores de cal produzem mudanças estruturais permanentes, que se refletem em melhor resposta às cargas de tráfego e maior vida de fadiga (Mallela et al., 2004).

2.1.2. Reações Solo-Cal

A adição de cal a um solo fino em presença de água inicia quatro reações químicas principais: troca catiônica, floculação-aglomeração, reações pozolânicas e carbonatação (Bhattacharja et al., 2003). A troca catiônica e a floculação-aglomeração são reações de tipo coloidal que iniciam imediatamente após a adição da cal, em presença de água, e que se desenvolvem geralmente em poucos minutos ou horas, constituindo a chamada fase rápida. Estas reações são chamadas de melhoramento ou modificação porque só causam modificações nas propriedades físicas dos solos (plasticidade, textura, trabalhabilidade, estabilidade volumétrica) sem aumento considerável de resistência.

As reações pozolânicas e a carbonatação são dependentes do tempo, ou seja, iniciam-se algumas semanas após a adição da cal, em presença de água, e se desenvolvem durante um longo período de tempo, vários anos em alguns casos. Estas reações ocorrem na

chamada fase lenta da estabilização alcalina. As reações pozolânicas causam a formação de produtos cimentantes, responsáveis pelo aumento da resistência e durabilidade das misturas solo-cal, constituindo a estabilização propriamente dita. A carbonatação é uma reação geralmente não desejada, já que produz cimentos fracos, prejudiciais ao processo de estabilização.

Devido à deficiência de cargas elétricas dentro da estrutura cristalina dos argilo-minerais, são atraídos cátions às superfícies de clivagem para neutralizar a carga negativa. Em argilas secas, os cátions são adsorvidos na superfície ou permanecem na forma de precipitados. Na presença de água, os cátions são hidratados e, conjuntamente com as moléculas de água, são atraídos à superfície do argilo-mineral, formando a chamada dupla camada difusa. A espessura da dupla camada difusa determina a plasticidade da argila. Quando o cátion responsável pela neutralização é monovalente, tal como o sódio, a argila é plástica (Bhattacharja et al., 2003).

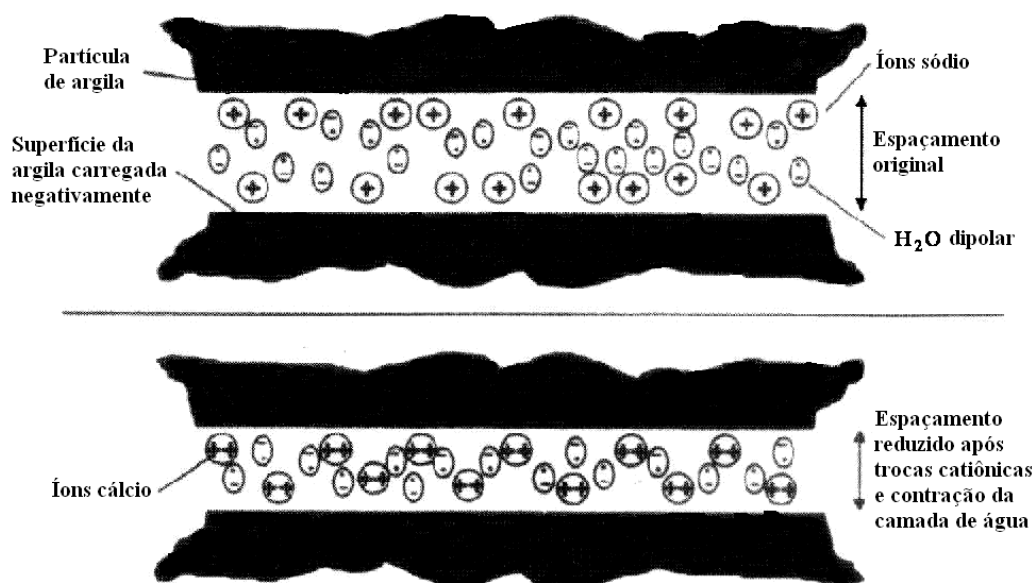


Figura 2.1. Mecanismo de troca de cátions.
(Fonte: Prusinski e Bhattacharja, 1999)

Os cátions monovalentes adsorvidos na dupla camada difusa podem ser facilmente trocados por cátions bivalentes ou trivalentes, em solução aquosa, sem modificação na estrutura cristalina. Este fenômeno é chamado de troca catiônica e é uma propriedade particular dos argilo-minerais. A troca dos cátions monovalentes pelos cátions

bivalentes e trivalentes causa a redução da espessura da dupla camada difusa e, assim, da plasticidade. Prusinski e Bhattacharja (1999) afirmam que a troca catiônica inicia o processo de estabilização muito rapidamente e é seguida pela floculação-aglomeração. A Figura 2.1 esquematiza o mecanismo de troca catiônica.

Assumindo a constância dos outros fatores, a adsorção de cátions trivalentes tem preferência sobre os cátions bivalentes, e a de cátions bivalentes sobre os cátions monovalentes (Grim, 1962). A série típica em ordem ascendente de preferência de troca é, da direita para esquerda, a seguinte: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++} < \text{Al}^{+++}$. Sendo a cal uma fonte de cátions cálcio livre (Ca^{++}), quando adicionada em quantidade suficiente às argilas cria uma concentração de Ca^{++} , dissolvidos na água livre do solo, que se fixam na superfície dos argilo-minerais (Joly e Lelong, 2005).

Os cátions polivalentes têm efeito floculante sobre os argilo-minerais negativamente carregados. Herzog e Mitchell (1963) afirmaram que a floculação é causada pelo aumento da concentração eletrolítica da água intersticial e a adsorção de Ca^{++} na superfície da argila. O aumento da concentração eletrolítica tem o efeito de reduzir a espessura da dupla camada difusa dos argilo-minerais, com aumento das forças de atração elétrica entre partículas. Como resultado se produz a floculação-aglomeração que causa mudanças aparentes na textura dos argilo-minerais.

As reações pozolânicas são as de maior interesse na fase lenta, por ser a causa do contínuo aumento da resistência mecânica e da durabilidade das misturas solo-cal. Quando uma quantidade suficiente de cal é adicionada a um solo, os íons hidroxila liberados da cal elevam o pH da mistura solo-cal até aproximadamente 12,4 (Rogers e Glendinning, 2000). Este elevado nível de alcalinidade é favorável à dissolução da sílica e da alumina dos argilo-minerais que reagem com os cátions livres de cálcio (Ca^{++}) e a água (Eades, 1962), formando silicato hidratado de cálcio (CSH), aluminato hidratado de cálcio (CAH) e/ou sílico-aluminato hidratado de cálcio (CASH). Segundo Casanova (1981), estes géis são composições de tobermorita com a forma de placas irregulares ou lâminas. As reações prosseguiram enquanto houver suficiente cal e sílica no solo.

Ingles e Metcalf (1972) salientaram que os géis de silicato resultantes da reação cobrem e ligam os argilo-minerais, bloqueando os vazios. Os géis cristalizam lentamente, transformando-se em silicatos ou aluminatos hidratados de cálcio bem definidos,

umentando ainda mais a resistência mecânica da mistura solo-cal. Conforme estes autores, esta reação só ocorre em presença de água que tem a função de carregar os íons de cálcio e hidroxila para a superfície da argila. A Figura 2.2 mostra este mecanismo.

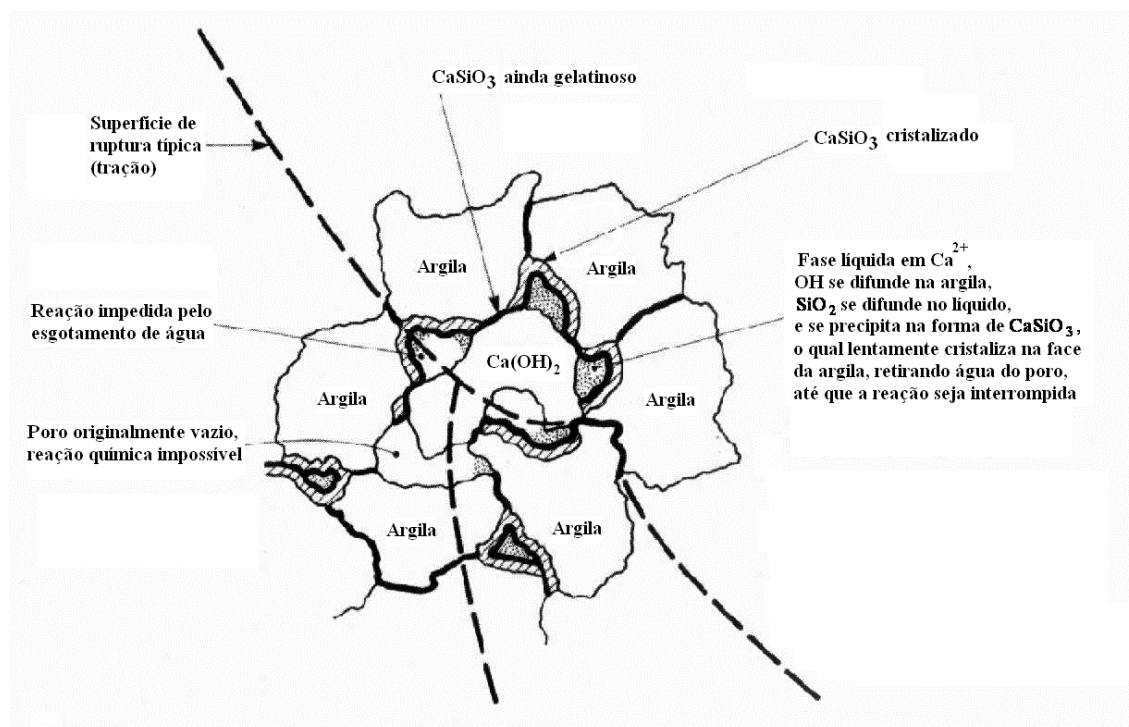


Figura 2.2. Mecanismo de estabilização com cal de solos argilosos.
(Fonte: Ingles e Metcalf, 1972)

A presença de matéria orgânica influencia o processo de estabilização retardando as reações e produzindo pequenos ganhos de resistência devido à avidéz da matéria orgânica pelos íons cálcio, interferindo assim nas reações entre os íons cálcio e os argilo-minerais dos solos (Petry e Glazier, 2005). Solos com um teor de orgânico maior de 1% são difíceis de estabilizar ou requerem teores antieconômicos de cal na estabilização (Little e Yusuf, 2001). Arman e Munfakh (1972), apud Rico e Del Castillo (1993), constataram uma queda de RCS com o aumento do teor de matéria orgânica de uma argila siltosa estabilizada com 12% de cal.

A temperatura de cura afeta as reações pozolânicas e, conseqüentemente, a velocidade de ganho de resistência (Bhattacharja et al., 2003). Uma maior temperatura de cura acelera as reações e a taxa de ganho de resistência, porém não garante um aumento na resistência máxima, podendo até reduzir seu valor. A possível queda de resistência máxima pode ser devida à alteração de produtos de reação e sua forma. A solubilidade

do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ diminuiria com o aumento da temperatura, reduzindo o suprimento de cálcio.

2.1.3. Solos Apropriados para Estabilização com Cal

A composição do solo e a química são os fatores que determinam o teor de cal necessário para estabilizar os solos (Petry e Glazier, 2005). A efetividade da estabilização com cal depende do grau de alteração do solo, do pH solo-água, da concentração de cátions de base, da concentração sílica-alumina, do teor de sulfatos e do teor de matéria orgânica.

Sendo que os efeitos benéficos da estabilização com cal são resultantes de várias reações entre os argilo-minerais dos solos e a cal, os solos finos tais como as argilas e argilas siltosas são os que respondem mais favoravelmente (Mallela et al., 2004). Um teor mínimo de argila de aproximadamente 10% e um IP maior que 10% são desejáveis, embora tenham sido observados benefícios para solos siltosos de menor IP contendo menor argila.

Segundo Little e Yusuf (2001) os solos reativos à cal devem ter pelo menos um teor de 25% passando pela peneira #200 e um IP de 10% como mínimo. A reatividade da cal com o solo é determinada pelo tipo e quantidade de argilo-mineral presente no solo.

De acordo com Epps et al. (1971), a cal reage com solos médios, moderadamente finos e finos, diminuindo a plasticidade, melhorando a trabalhabilidade, reduzindo a expansão e aumentando a resistência. Robbnet e Thompson (1969), citados por Epps et al. (1971), afirmaram que a cal pode ser eficiente em solos com porcentagem de partículas com diâmetro inferior a 2 μm de pelo menos 7% e IP não inferior a 8%.

Thompson (1975) salientou que, uma vez que os efeitos benéficos da estabilização com cal resultam de várias reações com os finos do solo, os solos mais finos respondem mais favoravelmente. Fixou em 10% o teor mínimo de partículas com diâmetro inferior a 2 μm , embora também tenham sido notados benefícios em solos siltosos com menor teor de argila.

Solos classificados pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como CH, CL, MH, SC, SM, GC, SW-SC, SP-SC, SM-SC, GP-GC e GM-GC são

potencialmente capazes de ser modificados ou estabilizados com cal (Little, 1995). Todos os solos dos grupos A-5, A-6 e A-7 e alguns A-2-6 e A-2-7, do sistema de classificação AASHTO, são susceptíveis à cal (Epps et al., 1971).

Thompson (1966) denominou de reativos aqueles solos que ao reagirem com a cal sofrem um substancial ganho de resistência, qual seja, 345 kPa, após 48 h de cura à temperatura de 49,5°C. Aqueles solos que apresentam limitada reatividade pozolânica (ganho de resistência inferior a 345 kPa) são denominados de não-reativos.

Ingles (1968) afirma, baseando-se em resultados de ensaios desenvolvidos conjuntamente com Metcalf com quinze grupos de solos da Austrália, que parece não haver correlação entre a resposta do solo à estabilização com cal e a sua mineralogia.

Resultados um pouco diferentes foram apresentados por Harty e Thompson (1973), ao desenvolverem estudos com o objetivo de identificar as propriedades de solos tropicais e subtropicais que afetam a velocidade de reação e o máximo potencial de reação de cal e do solo. Os autores, adotando o sistema americano de classificação de solos (“Soil Taxonomy”) e, como parâmetro de reatividade, o critério de Thompson (1966), concluíram que nenhuma propriedade é suficiente, por si só, para prever com precisão a reatividade de solos intemperizados tropicais e subtropicais à cal; sendo necessárias pelo menos duas propriedades. A quantidade de sílica ou alumina necessária para a ocorrência de reações pozolânicas parece ser relativamente pequena, mas o tipo de processo de intemperismo que predominou num perfil de solos influencia significativamente o potencial de reatividade de solo à cal. Para ultissolos, o pH do solo e a porcentagem de saturação de bases são índices confiáveis de reatividade à cal. Para oxissolos, a relação sílica/sesquióxidos ($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$), k_r , e em menor extensão, a relação sílica/alumina ($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$), k_i , são excelentes indicadores de reatividade à cal. A reatividade aumenta à medida que diminuem k_r e k_i . Harty e Thompson (1975) concluíram que os teores de cal para maximizar resistências de solos nas regiões tropicais e subtropicais são maiores do que em regiões de clima temperado.

Arabani e Karami (2005) observaram em alguns solos areno-argilosos com teores de argila inferiores a 15%, variações pouco significativas na resistência à compressão e à tração, independentemente do teor de cal acrescentado. Para areias com maiores teores de argila, o incremento da resistência à compressão e à tração foi muito significativo, da

ordem de 30% para um aumento de 5% no teor de argila. No entanto, os autores observaram quedas de resistência à compressão para teores de argila maiores de 30%, não sendo assim com a resistência à tração que permaneceu constante ou apresentou pequenos incrementos.

De acordo com os mesmos autores, quanto maior o teor de argila, maior é a quantidade de produtos cimentantes e, portanto, maior a resistência à tração alcançada, embora isto não seja certo para solos com teores de argila muito altos. O aumento do teor de argila resulta em aumento de resistência à tração até os vazios do solo serem completamente preenchidos de partículas finas argilosas, sendo completamente mobilizada a resistência coesiva. No entanto, na compressão qualquer incremento do teor de argila além daquele suficiente para preencher os vazios do solo, resulta em uma diminuição do ângulo de atrito interno. Como conclusão, os autores definem o teor ótimo de argila como aquele que produz a máxima resistência à compressão assim como a máxima resistência à tração.

2.1.4. Solos Modificados e Solos Estabilizados com Cal

Existem essencialmente duas formas de melhorar as propriedades de solos tratados com cal: modificação ou estabilização (Little, 1999). Segundo este autor, a modificação ocorre primariamente devido às reações rápidas de troca catiônica e de floculação-aglomeração, resultando em uma redução de plasticidade, modificação da textura, redução da expansão e melhora da trabalhabilidade.

A estabilização ocorre quando uma quantidade adequada de cal é adicionada ao solo e difere da modificação em que um aumento significativo de resistência é desenvolvida através das reações pozolânicas de longo prazo. Os resultados da estabilização podem ser aumentos muito significativos de módulos de resiliência (de 10 e mais vezes em muitos casos) e de resistência ao cisalhamento (de 20 ou mais vezes em alguns casos), cicatrização autógena (*autogenous healing*) e durabilidade de longo prazo (Little, 1999).

Embora, a modificação pode produzir melhoras estruturais muito importantes tais como melhora da capacidade de suporte, medida com o Índice de Suporte Califórnia (ISC). Na França e Inglaterra, onde a cal é amplamente usada para melhorar camadas, ganhos

de ISC em solos úmidos e climas frios desde um baixo 1% (solo natural) para 15% e 25% (solo modificado) são típicos.

Baseado em estes conceitos de modificação e estabilização de solos com cal foi que Thompson (1966) definiu como teor ótimo de cal para estabilizar um solo aquele que produz uma RCS de 345 kPa, após de 48 h de cura à temperatura de 49,5°C. Por sua vez, Seddom e Bhindi (1983) estabelecem como fronteira entre as fases estabilizadas e modificadas das misturas solo-cal corresponde a uma resistência à tração por compressão diametral (RT) de 120 kPa.

Atualmente, os solos tratados com cal são classificados em modificados ou estabilizados de acordo com seu desempenho fundamental sob cargas de tráfego (Jameson, 2013). Segundo Jameson (2013), a *National Association of Australian State Road Authorities* (NAASRA) definiu na *Guide to Stabilization on Roadworks* de 1970 como modificação aquela na qual uma pequena quantidade de aditivo (entre 0,5% e 3% em peso do solo) resulta em um pavimento que pode ser considerado que se comporta como um pavimento “flexível normal”. No entanto, a estabilização produz um material com uma significativa resistência à tração quando compactado e curado.

Na *Austrroads Guide to Stabilization on Roadworks* de 1988 as duas categorias de materiais tratados com cimento foram revisadas (Jameson, 2013). Os materiais modificados são caracterizados como se comportando de modo similar a um material granular para o dimensionamento de pavimentos, enquanto os materiais estabilizados têm a rigidez e a resistência à tração o suficientemente melhorada como para ter uma aplicação prática no enrijecimento do pavimento. Por sua vez, estes materiais estabilizados são categorizadas como fracamente e fortemente cimentados.

Os critérios para definir um material modificado ou estabilizado para camada estrutural de pavimento variam de agência em agência (Little, 1999). Thompson (1970), apud Little (1999), definiu como admissível para base estrutural misturas solo-cal com uma RCS acima de 1050 kPa. Um critério de RCS mínima tipicamente usado pelas diferentes agências de transporte dos Estados Unidos para uso como camada de base ou sub-base está entre 700 kPa e 1400 kPa.

A *Guide to Stabilization on Roadworks* (1970) da NAASRA utilizou critérios de valores de ISC e RCS só para materiais estabilizados para base de pavimentos (Jameson, 2013).

Para propósitos de projeto de misturas recomenda um mínimo de RCS aos 7 dias de 700 kPa quando compactado no $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e no teor de umidade ótimo ($w_{ót}$) do ensaio Proctor na energia modificada para materiais de base estabilizados com cal.

Já a *Guide to Stabilization on Roadworks* (1986) da NAASRA assinala que não existe critério definido para delimitar entre material modificado e estabilizado embora limites arbitrários de 80 kPa de RT e de 800 kPa de RCS simples após 7 dias de cura úmida foram sugeridas (Jameson 2013). A revisão da *Guide to Stabilization on Roadworks* (1986), resultante na *Austrroads Guide to Stabilization on Roadworks* da 1988, inclui, além de critérios vinculados com a RT e RCS, valores de módulo de resiliência (M_r) dentre 700 MPa e 1500 MPa para ser usados como guia. Propriedades típicas para materiais modificados, fracamente cimentados e fortemente cimentados são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Propriedades típicas para materiais modificados, levemente cimentados e fortemente cimentados
(Fonte: Jameson, 2013)

Material	Espessura de camada (mm)	RCS aos 28 dias (MPa)	M_r (MPa)
Modificado	Para qualquer espessura	$\leq 1,0$	≤ 1500
Fracamente Cimentado	Geralmente ≤ 250	1 – 4	1500 – 2000
Fortemente Cimentado	Geralmente > 250	≥ 4	2000 - 20000

A *Austrroads Guide to Pavement Technology* (2002) modifica para acima os valores de RCS propostos pela *Austrroads Guide 1988* (Jameson, 2013). Assim para materiais modificados é sugerida uma RCS aos 7 dias de 1 MPa, sendo ampliada para um máximo de RCS aos 28 dias dentre 1,3 MPa e 1,4 MPa. No entanto, para o processo de dosagem do teor de cal necessário para camadas de pavimento modificadas se recomenda valores de RCS entre 0,5 MPa e 1,5 MPa. Nesta última *Austrroads Guide* se estabelece que um máximo M_r de projeto de 1000 MPa é normalmente adotado para materiais modificados.

Jameson (2013) assinala que um material modificado poderia ter como máximo uma RT de 150 kPa e um máximo de 1000-1200 kPa de RCS, recomendando como conclusão que um material modificado com cal seja definido como aquele que tenha uma RCS

indicativa entre 0,7 MPa e 1 MPa aos 28 dias para o $\gamma_{dm\acute{a}x}$. Embora, Jameson (2013) reconhece que estes valores de resist\ecancia indicativos s\ea3o s\o uma guia e n\ao necessariamente assegura que todos os materiais modificados n\ao ser\ao suscept\iveis a trincamento de fadiga.

Geralmente, estas especifica\c7\oes s\ao usadas para obras de estabiliza\c7\ao em s\itio, as que s\ao constru\idas comumente sob tr\afego (Jameson, 2013). Este tr\afego no in\icio da vida de servi\cio do pavimento provavelmente causa micro-tricas no material modificado e, portanto, reduz os riscos de trincas de fadiga que t\eam os materiais cimentados.

2.1.5. M\etodos de Dosagem de Misturas Solo-Cal

Existem diversos m\etodos de dosagem de misturas solo-cal, cujo objetivo \e estabelecer os teores m\inimos necess\arios para estabilizar solos argilosos.

Hilt e Davidson (1969) assinalaram que baixas quantidades de cal melhoram consideravelmente a trabalhabilidade de solos argilosos, mas contribuem pouco \a resist\ecancia. Enquanto teores elevados de cal t\amb\em melhoram a resist\ecancia e a capacidade suporte destes solos. Os autores observaram que a cal adicionada primeiro deve satisfazer a afinidade do solo pela cal. Esta cal ficaria “fixada” ao solo, de tal modo que n\ao permitiria as rea\c7\oes pozol\anicas. Definiram como Lime Fixation Point (LFP) do solo \a porcentagem de cal que pode ficar fixa a um solo dado.

Hilt e Davidson (1969), ensaiando 6 solos argilosos misturados com diferentes teores de cal, observaram que enquanto o limite de plasticidade aumentava para baixos teores de cal, a resist\ecancia permanecia relativamente constante. No entanto, para teores elevados de cal, o limite de plasticidade (LP) se manteve constante e a RCS aumentava. Portanto, o LP seria indicativo do valor do LFP em solos argilosos.

Eades e Grim (1966) desenvolveram um m\etodo, normalizado pela ASTM, para a determina\c7\ao da capacidade de estabiliza\c7\ao da cal, conhecido como M\etodo do pH. O m\etodo consiste em determinar a porcentagem de cal requerida para produzir uma solu\c7\ao saturada de cal em suspens\ao em \c3gua e, portanto, para satisfazer a troca cati\onica completa. A adi\c7\ao de cal acima desse valor \e considerada necess\aria para

permitir as reações pozolânicas. O ensaio determina o pH da solução, adotando o valor de 12,4 como indicativo da saturação.

A Norma britânica do *Initial Consumption of Lime Test* (ICL), proposta por Rogers et al. (1997) é uma variação do Método do pH, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor máximo constante.

O ensaio do pH assume que a modificação e a estabilização são processos diferentes, ou seja, que a estabilização não tem lugar até que a modificação esteja completada. Vários autores, como Diamond e Kinter (1965) e Holt e Freer-Hewish (1998), acreditam que ambos os processos ocorrem simultaneamente e, portanto, a cal começa a ser consumida pela troca catiônica e pelas reações pozolânicas. O método do pH, sendo satisfatório, superestima a quantidade de cal requerida para a estabilização (Thompson e Eades, 1970).

Rogers e Glendinning (2000), pesquisando quatro argilas de diferentes origens (*Keuper Marl, English China Clay, Lower Lias Clay, London Clay*) concluíram que os resultados produzidos pelo método do pH são significativamente afetados pela qualidade da cal, a temperatura ambiente e o volume de água da solução; sendo a sensibilidade diferente para os diferentes argilo-minerais. Os autores propõem algumas modificações aos métodos normalizados, de forma de eliminar a influência destes parâmetros.

Os próprios Eades e Grim (1966) recomendaram ensaios de resistência como a única alternativa para determinar o teor ótimo de cal. Nesse sentido, o Método de Thompson (1966) define como teor ótimo de cal aquele que produz um aumento de resistência à compressão simples de 345 kPa, após 48 h de cura à temperatura de 49,5°C. Thompson (1966a) recomenda que, para estabilização ou melhoramento de solos, o teor de cal no campo seja acrescido de 0,5% a 1% para compensar deficiências na distribuição de cal, perdas na construção, etc.

2.1.6. Conclusões

A estabilização de solos finos com cal é uma prática milenária. Sua aplicação em rodovias iniciou-se nos Estados Unidos nos anos 1920 (Lambe, 1962), sendo sua

utilização estendida em grande parte do globo. Algumas poucas experiências foram desenvolvidas no Brasil, devido a que os solos tropicais não são os mais adequados para este tipo de estabilização.

No Uruguai, só é conhecida a experiência que conduziram Rodríguez et al. (1994) com a construção de um trecho experimental com camadas de solo-cal em uma estrada de baixo volume de tráfego nas proximidades de Cebollatí, na região da bacia arrozeira da Lagoa Mirim. Embora, as propriedades de alguns tipos de solos finos e o fato de serem Uruguai um país produtor de cal cálcica de boa qualidade, colocam à estabilização de solos com cal como uma técnica de potencial bom sucesso, particularmente para camadas de pavimento.

Pouca experiência existe no uso de solo-cal como camada de revestimento primário de estradas de baixo volume de tráfego, por tanto, sendo um aporte desta tese analisar seu desempenho sob cargas de tráfego para este tipo de camada.

Nas últimas décadas os conceitos de solo estabilizado e solo modificado estão sendo revisados, sendo que o critério inicial de caracterização baseado no ganho ou não de resistência está sendo substituído por um critério de desempenho sob cargas de tráfego. Esta questão não é menor, considerando a modelação do comportamento dos materiais cimentados e modificados visando seu uso nos métodos mecanístico-empíricos ou mecanísticos de dimensionamento de pavimentos. Sendo assim, analisar este ponto na tese pode ser uma contribuição à revisão em desenvolvimento, particularmente na nossa região.

2.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

O pavimento é uma estrutura formada por múltiplas camadas destinada técnica e economicamente a resistir no tempo a ação do tráfego de veículos e do meio ambiente, proporcionando condições de rolamento confortáveis e seguras. Assim definido, do mesmo modo que as outras estruturas da engenharia civil o pavimento necessita de ser dimensionado de modo de fornecer um nível de serviço aceitável e adequado, para determinados volumes de tráfego e condições ambientais (Theyse et al., 2007).

Os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis podem ser classificados em duas categorias. Na primeira estão os métodos empíricos, baseados em informações obtidas a partir da observação do comportamento de pavimentos. Os métodos empíricos usam especificações empíricas, isto é, as propriedades e características dos materiais são avaliadas mediante ensaios simples que relacionam as propriedades de suporte com propriedades físicas dos materiais ou comparando-os com o comportamento de outros materiais similares. São métodos de dimensionamento simples embora só possam ser aplicados dentro dos limites da experiência nos que se baseiam. Extrapolações destas experiências, por exemplo, maiores cargas de eixo, configuração de pneus, materiais não convencionais ou marginais ou diferentes condições ambientais, podem conduzir a grandes erros. Além disso, dão como resultado estruturas sobredimensionadas devido ao grande fator de segurança que envolve os parâmetros de dimensionamento.

Na segunda categoria, estão os métodos mecanísticos baseados nas propriedades mecânicas propriamente ditas dos materiais sob carga de tráfego e nas diferentes condições do meio ambiente. A vida de serviço pode ser estimada considerando-se valores críticos de tensão e deformação e o desempenho de longo prazo, em função da vida de fadiga e das deformações permanentes.

Ambos os métodos são complementares. Os métodos empíricos necessitam da compreensão teórica para ajudar a estendê-los a diferentes condições, no entanto os métodos mecanísticos requerem de informação empírica para sua calibração. Nenhum método é ideal por si só, sendo necessária uma combinação dos dois métodos para proporcionar uma base competente de dimensionamento, chamado de método empírico-mecanístico.

A partir do desenvolvimento dos métodos mecanístico-empíricos, particularmente desde os anos 60, cresceu em importância a obtenção dos parâmetros elásticos ou resilientes dos solos e materiais utilizados em pavimentos, bem como a caracterização na fadiga dos materiais cimentados (Medina, 1997).

Apesar de indispensável, a caracterização laboratorial de materiais de pavimentos apresenta algumas limitações, sendo o efeito de escala uma delas. Para evitar este inconveniente têm-se utilizado trechos experimentais em rodovias e simuladores de tráfego.

Nos Estados Unidos a partir do ano 1987, iniciou-se, como parte do *Strategic Highway Research Program* (SHRP) o programa *Long Term Pavement Performance* (LTPP) o qual tem monitorado, pelo período de 20 anos, o desempenho de mais de 2400 seções de pavimentos rígidos e flexíveis, nos Estados Unidos e Canadá. Gerenciado pela *Federal Highway Administration* (FHWA), o LTPP possibilitará aos estados e províncias tomar decisões sobre a vida de serviço, o desempenho e a relação custo-benefício das soluções de dimensionamento e dos programas de manutenção a serem adotados. O Departamento Nacional de Infra-Estrutura Terrestre (DNIT) tem participado do programa LTPP com o monitoramento de algumas rodovias brasileiras (Specht, 2004).

2.2.1. Estradas de Baixo Volume de Tráfego

De acordo com o volume de tráfego, as estradas são classificadas como sendo de alto volume de tráfego e de baixo volume de tráfego (estrada de baixo volume de tráfego, EBV). Não existe um critério único para definir a uma estrada como de baixo volume de tráfego. As EBV podem ser classificadas em geral como estradas não pavimentadas e certas estradas pavimentadas com tráfego diário médio anual menor a 500 veículos (Behrens, 1999). De acordo com a AASHTO (1993), as EBV podem ser definidas como estradas pavimentadas com 0,7 a 1 milhão de cargas de eixo simples equivalente (*Equivalent Single Axel Load*, ESAL) em um dado período de desempenho, com 50000 ESAL como um mínimo prático. O *Washington State Department of Transportation* (1995) dos Estados Unidos limita a 50000 ESAL por ano para um período de projeto de 20 anos. O máximo número de veículos pesados durante a vida de dimensionamento está usualmente abaixo de 750000, segundo a *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (NCHRP, 2004a).

Devido a que as EBV são essencialmente dimensionadas para suportar uma densidade de tráfego baixa, seu projeto e construção não têm ganhada muita atenção. No entanto, o desenvolvimento socioeconômico das comunidades depende da conectividade com várias entidades tais como escolas, hospitais, organizações de serviços públicos, mercados, as que muitas vezes estão ligadas pelas EBV. As EBV são as vias primárias de saída da produção agrícola, pecuária e mineira. Aproximadamente 80% das rodovias

do mundo são definidas como estradas não pavimentadas de baixo volume de tráfego (Tingle e Jersey, 2007), de modo que a maior parte dos investimentos realizados em pavimentação corresponde às EBV. Estima-se que nos Estados Unidos os custos anuais de manutenção e reabilitação de EBV são de 82 milhões de dólares (Behrens, 1999) o que significa mais de 50% do investimento na construção de pavimentos. Similar situação pode ser verificada no Uruguai em quanto à extensão da malha de EBV e o peso específico dos investimentos necessários para mantê-la em boas condições de serviço. A situação é mais crítica quando a rede de EBV é administrada pelos municípios com importantes restrições orçamentárias.

As EBV são uma importante parte da infraestrutura de transporte mundial é necessita métodos próprios de dimensionamento e construção. Assegurar práticas de dimensionamento e construção próprias tornaria possível alongar a vida útil dos pavimentos e evitaria demoras do tráfego (Sirivitmaitrie et al., 2011). Geralmente são utilizados métodos de dimensionamento de pavimentos de EBV empíricos que, ocasionalmente, são verificados por métodos mecanístico-empíricos (Wayne et al., 2011).

2.2.2. Conclusões

O estado da arte da pavimentação possibilitou o desenvolvimento dos métodos de dimensionamento desde aqueles baseados em parâmetros empíricos dos materiais (métodos empíricos) para aqueles baseados em parâmetros mecânicos dos materiais (métodos mecanísticos). Estes últimos métodos, ainda requerem de informação empírica para sua calibração, sendo chamados de métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos.

As estradas de baixo volume de tráfego (EBV), sendo que suportam um volume de tráfego relativamente menor, constituem a maior parte da malha rodoviária do globo, de modo que a maior parte dos investimentos realizados em pavimentação corresponde às EBV. Além disso, eles desempenham um papel social e econômico fundamental em qualquer país por possibilitar a conectividade das pessoas que moram em locais rurais e serem a saída da produção agropecuária e mineira. Tanto mais assim é nos países em desenvolvimento.

Procurar métodos de dimensionamento e uso de materiais que permitam manter as EBV em serviço ao longo do ano é hoje uma prioridade para as administrações públicas. Utilizar racionalmente os materiais disponíveis e procurar estender a vida de serviço destas estradas é um desafio para os pesquisadores.

A proposta da tese é procurar soluções racionais para as estradas vicinais da região da bacia arrozeira da Lagoa Mirim, leste de Uruguai. Além disso, procura-se desenvolver métodos de dimensionamento para EBV considerando o monitoramento do desempenho de trechos experimentais de pavimentos e o comportamento laboratorial do solo local modificado com cal.

2.3. COMPORTAMENTO A DEFORMAÇÃO ELÁSTICAS DE MATERIAIS CIMENTADOS

O primeiro estudo sistemático de deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem (Medina, 1997) que estabeleceu que o trincamento progressivo dos revestimentos asfáltico se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Hveem preferiu usar o termo resiliente ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro. Na verdade, o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações, ou seja, é uma energia potencial.

O módulo de resiliência de materiais é um parâmetro fundamental para o dimensionamento mecânico ou mecânico-empírico de pavimentos, sendo considerado como uma medida apropriada da rigidez de materiais de pavimentos (Ahmed e Khalid, 2011). Nestes modelos, o M_r é considerado um módulo de elasticidade, de modo análogo ao módulo de Young, porém, enquanto o segundo é determinado sob carregamento monotônico e sob pequenos deslocamentos, o primeiro é determinado sob a ação de cargas cíclicas.

É sabido que a maioria dos materiais de pavimentação não apresenta comportamento puramente elástico, pois acumulam deformações plásticas após cada aplicação de carga,

por menores que sejam. Entretanto, se a carga aplicada for pequena comparada com a resistência do material e for aplicada um grande número de vezes, a deformação decorrente de cada repetição de carga é predominantemente recuperável e proporcional à carga e pode, portanto, ser considerada como elástica (Huang, 1993).

A Figura 2.3 mostra a deformação de um corpo-de-prova sob carregamento cíclico. Nota-se que há um considerável acúmulo de deformações plásticas no estágio inicial. Com o aumento do número de repetições, esta deformação plástica tende a estabilizar, de forma que, após 100 a 200 repetições, as deformações são praticamente todas recuperáveis.

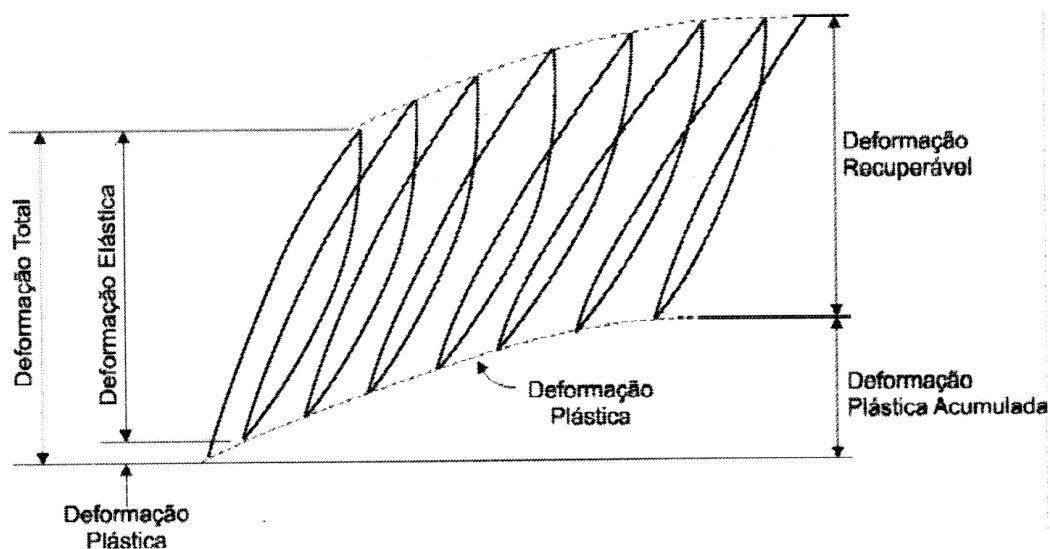


Figura 2.3. Deformações sob Cargas Repetidas
(Fonte: Huang, 1993)

O módulo de resiliência (M_r) é definido como a razão entre a tensão desvio e a deformação recuperável ou elástica sob cargas repetidas (equação 2.3).

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.3)$$

onde:

σ_d = tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

ε_r = deformação recuperável (elástica)

Os materiais usados em pavimentação se comportam como elasto-plásticos para os níveis de tensões que normalmente são transmitidos pelas cargas do tráfego. Assim sendo, apenas uma parcela da deformação produzida pela carga é recuperável (ϵ_r), sendo a outra parcela de natureza plástica ou permanente (ϵ_p), de tal modo que:

$$\epsilon_t = \epsilon_r + \epsilon_p \quad (2.4)$$

Na determinação do M_r somente é considerada a parcela recuperável.

2.3.1. Ensaio de Carga Repetida

O M_r é determinado mediante ensaios que reproduzem as cargas de tráfego mediante a aplicação de um pulso de carga repetida padronizado, sendo os de maior desenvolvimento e uso o ensaio de cargas repetidas a compressão triaxial, o ensaio de carga repetida na compressão diametral e o ensaio de carga repetida à flexão. O ensaio de carga repetida na compressão triaxial foi introduzido nos estudos de pavimentação pelo Prof. H. Bolton Seed e seus colegas na década dos anos 1950 do passado século na Universidade da Califórnia, Berkley, (Seed et al., 1955), quando pesquisaram a deformabilidade dos solos do subleito das pistas experimentais do *AASHO Road Test* realizado no Estado de Illinois dos Estados Unidos. No entanto, foi Schmidt (1972) da Chevron, Califórnia, quem aplicou por vez primeira o ensaio de cargas repetidas na compressão diametral sob misturas asfálticas.

No Brasil, o M_r foi determinado primeiramente através de ensaios de carga repetida à compressão triaxial pela COPPE/UFRJ em 1977 (Medina, 1997). Os primeiros ensaios de carga repetida na compressão diametral com materiais asfálticos também foram desenvolvidos na COPPE/UFRJ, sendo atualmente utilizado amplamente no Brasil no meio acadêmico e profissional, nas pesquisas de comportamento mecânico de materiais de pavimentação.

Inicialmente, os ensaios de carga repetida foram complexos, demorados e custosos devido a que a tecnologia existente forçava fazer operações manuais para o controle das tensões e as leituras eram pouco precisas porque o instrumental de medição era basicamente mecânico. Embora, a partir da década dos anos 70, com o desenvolvimento de instrumental eletromagnético de deformação e medição de cargas, com a

automatização dos mecanismos de aquisição de dados de deformação, carregamento e aplicação de esforços e com o desenvolvimento de programas analíticos para o controle do ensaio e processamento dos dados; os tempos dos ensaios foram reduzidos, a precisão dos resultados aprimorada e os custos reduzidos. Isto é, o uso dos ensaios de carga cíclica para a determinação dos parâmetros de dimensionamento e avaliação de desempenho de materiais não fica limitado para as grandes rodovias mais também pode ser ampliado para as estradas rurais e vicinais. Tanto mais quando se trata de pesquisar novos materiais para camadas para pavimentação.

A Figura 2.4 ilustra o regime geral de tensões experimentado por um elemento de material no interior do pavimento, como resultado de uma carga de roda que se movimenta na direção longitudinal do pavimento. Quando uma carga de roda se encontra suficientemente afastada de um dado elemento do pavimento, o estado de tensões neste elemento é nulo. À medida que a carga de roda se aproxima do elemento considerado são geradas tensões normais verticais e horizontais e tensões de cisalhamento nos planos verticais e horizontais. Quando a carga está diretamente acima do elemento, as tensões normais são máximas e principais (Medina, 1997), já que as tensões cisalhantes são nulas.

Nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial os corpos-de-prova são submetidos a um estado de tensões principais dado por uma tensão confinante (σ_3) e uma tensão desvio axial ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) repetida. A tensão desvio (σ_d) representa a carga vertical uniformemente distribuída gerada pelo tráfego, enquanto σ_3 representa a pressão confinante atuante nas três direções ortogonais. Este estado de tensões é semelhante ao que ocorre no pavimento sob cargas de tráfego, com a diferença de que no pavimento a direção das tensões principais gira à medida que a roda se aproxima e se afasta do elemento de análise enquanto que no equipamento triaxial as tensões atuam sempre na mesma direção (Boyce, 1976).

A magnitude das tensões normais evolui formando um pulso, como pode ser observado na Figura 2.4 (b), cuja duração depende da velocidade do veículo e da profundidade do elemento no interior do pavimento (Huang, 1993). O estudo pioneiro nesse assunto foi desenvolvido por Barksdale (1971), quem pesquisou pulsos de tensões verticais a

diferentes profundidades de pavimentos flexíveis, concluindo que o pulso de carga pode ser simulado por uma função de carga semi-seno-verso (equação 2.5) ou triangular.

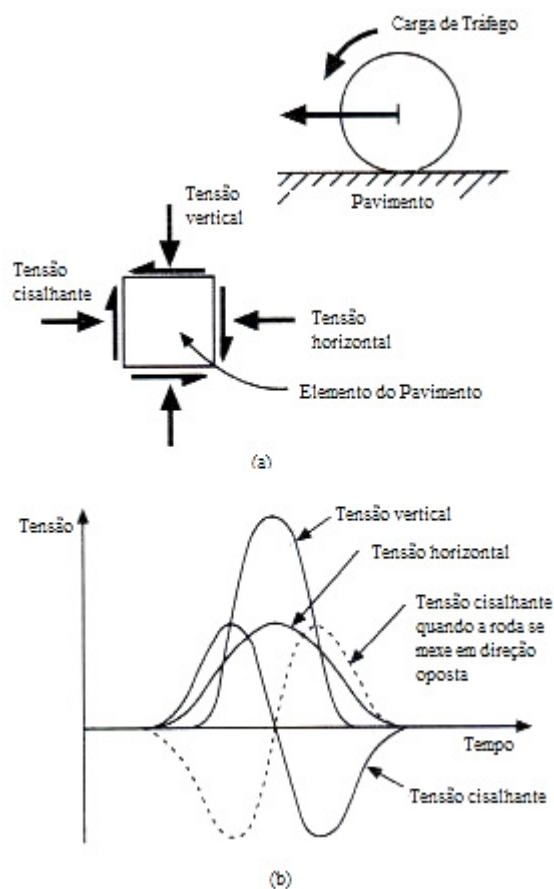


Figura 2.4. Condições de Tensões sob Carga de Tráfego
(Fonte: Brown, 1996)

$$\sigma_d(t) = \sigma_{dm\acute{a}x} \cdot \text{sen}^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi t}{d}\right) \quad (2.5)$$

onde:

σ_d = tensão desvio em dado instante (t)

$\sigma_{dm\acute{a}x}$ = máxima tensão desvio

d = tempo de aplicação

A tendência geral é estabelecer um pulso de carga de 0,1 s nos ensaios de laboratório (Norma AASHTO T294, 1992; Protocolo NCHRP Project 1-28A, 2004; Norma DNIT

134/2010, 2010). A simulação do tempo entre veículos é padronizada nos ensaios mediante um tempo de repouso entre pulsos de cargas, sendo que em general o tempo padrão é de 0,9 s; totalizando 1 ciclo/s (ou 1 Hz).

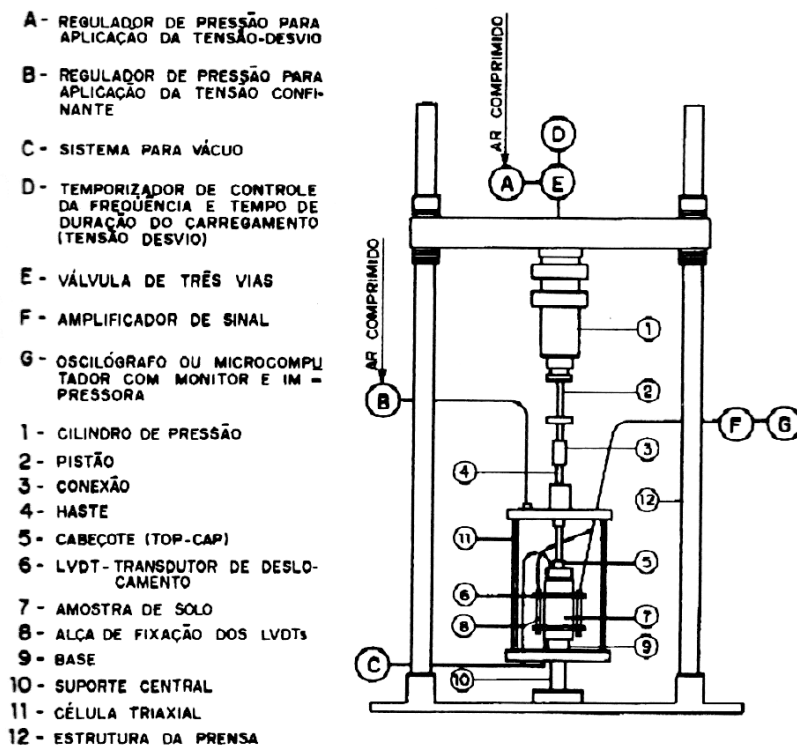


Figura 2.5. Equipamento de ensaio triaxial de cargas cíclicas
(Fonte: Medina, 1997)

A Figura 2.5 mostra esquematicamente um equipamento para ensaio de carga triaxial cíclica. O corpo-de-prova é colocado dentro de uma câmara ou célula triaxial. Um sistema de ar comprimido permite aplicar a pressão confinante (σ_3) e a tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), sendo a magnitude controlada mediante reguladores de pressão (transdutores de pressão ou válvulas proporcionais). Um temporizador (*timer*) atua na válvula de três vias regulando o tempo de atuação da pressão de ar e o intervalo de aplicações sucessivas da tensão desvio, através das ligações do cilindro pneumático com o cabeçote dentro da câmara.

Uma célula de carga, colocada no cabeçote, registra a magnitude da tensão desvio. Para medir os deslocamentos verticais utilizam-se transdutores eletromagnéticos do tipo LVDT (*linear variable differential transformer*) presos em alças ou braçadeiras leves

(de alumínio ou de acrílico), no terço central ou no topo do corpo-de-prova. Os sinais da célula de carga e dos LVDT são amplificadas por um condicionador de sinais (*data logger*) e armazenado em um sistema de aquisição de dados para análise.

Os ensaios drenados são comumente usados por simularem melhor as condições de campo. No entanto, como os materiais costumam trabalhar não-saturados é difícil medir a pressão negativa da água nos poros (sucção) e trabalhar com tensões efetivas (Medina, 1997). Os resultados são expressos em termos de tensões totais.

No início de todo ensaio cíclico, seja em solo ou agregado pétreo, faz-se um condicionamento que reduz a influência das deformações permanentes. Depois dos ciclos de condicionamento são aplicadas sequências de ciclos com diferentes estados de tensões (Huang, 1993).

2.3.2. Modelos de Representação de Módulo de Resiliência

Vários modelos têm sido sugeridos para representar o comportamento não-linear à deformabilidade elástica de solos e materiais granulares. Medina (1997) apresenta o modelo 2.6.

$$M_r = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (2.6)$$

onde:

σ_d = tensão desvio

k_1 e k_2 = parâmetros do modelo

Em solos granulares o comportamento resiliente é melhorado devido ao intertravamento dos grãos, sendo o M_r maior quanto maior a tensão confinante. Dunlap (1963) concluiu que para materiais granulares o M_r aumenta com a pressão confinante e não é sensivelmente afetado pela tensão desvio sugerindo a relação do M_r com a tensão confinante apresentada no modelo 2.7.

$$M_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2.7)$$

onde:

σ_3 = tensão de confinamento

k_1 e k_2 = parâmetros do modelo

Seed et al. (1962) propuseram um modelo dependente da soma das tensões principais atuantes (σ_1 , σ_2 e σ_3), conhecido como modelo K- θ . O modelo K- θ é dado em (2.8).

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.8)$$

onde:

θ = tensão volumétrica ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3$)

k_1 e k_2 = parâmetros do modelo

A simplicidade deste modelo fez com que fosse largamente aceito para representar o comportamento quanto a deformações elásticas do material. A desvantagem deste modelo é que o coeficiente de Poisson é assumido como constante e é considerado somente o efeito da soma das tensões principais (Sweere, 1990; Kolisoja, 1997).

Os modelos anteriores não consideram o efeito da tensão cisalhante, o qual é incluído no modelo universal de Uzan (1985), quem relacionou o M_r com a tensão desvio e as tensões cisalhantes como segue (modelo 2.9).

$$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.9)$$

onde:

σ_d = tensão desvio

p_a = pressão atmosférica

k_1 , k_2 e k_3 = parâmetros do modelo

Os parâmetros k deste modelo mudam com a tensão confinante. Assim, uma modificação foi feita por Witczak (2001) para levar em conta o efeito de todas as tensões apropriadamente. O modelo universal não-linear para solos e materiais granulares foi sugerido como segue (modelo 2.10).

$$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.10)$$

onde:

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Para o caso do ensaio de cargas repetidas na compressão triaxial em corpos-de-prova cilíndricos a tensão principal intermediária (σ_2) e a tensão principal menor (σ_3) são iguais. Então se tem:

$$\tau_{oct} = (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$$

e o modelo 2.10 se transforma no modelo 2.11.

$$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.11)$$

Puppala et al. (1996) apresentam um modelo 2.12, que relaciona o M_r com o de estado de tensões octaédrico.

$$\frac{M_r}{\sigma_{adm}} = k_1 \left(\frac{\sigma_{oct}}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3} \quad (2.12)$$

onde:

$$\sigma_{oct} = \text{tensão normal octaédrica} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$$

$$\tau_{oct} = \text{tensão cisalhante octaédrica} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

O modelo não-linear se transforma em linear, quando se trabalha em escala logarítmica (modelo 2.13). Os três parâmetros do modelo podem ser determinados por meio de uma análise de regressão múltipla dos resultados do ensaio de cargas repetidas na compressão triaxial.

$$\log \frac{M_r}{\sigma_{adm}} = \log k_1 + k_2 \cdot \log \left(\frac{\sigma_{oct}}{P_a} \right) + k_3 \cdot \log \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right) \quad (2.13)$$

A formulação de modelos de resposta resiliente de materiais estabilizados ainda não está concluída (Theyse et al., 2007). A resposta resiliente deste tipo de materiais pode mudar suas características de rigidez e fragilidade. Para baixos teores de cimento o comportamento resiliente destes materiais é próximo ao dos materiais granulares que dependem da densidade, saturação e estado de tensão.

Um dos aspectos que certamente afeta a resposta resiliente de materiais estabilizados é a mudança, ao longo do tempo, de seu módulo de resiliência. Poucos dados estão disponíveis para calibrar os modelos de resposta resiliente para estas mudanças dependentes do tempo, sendo uns dos aspectos atualmente em processo de revisão (Theyse et al., 2007).

2.3.3. Comportamento Resiliente de Materiais Cimentados com Cal

Os efeitos imediatos do tratamento com cal no Mr foram analisados por Thompson (1966) e Neubauer e Thompson (1972). Suas pesquisas mostraram que o Mr de amostras tratadas com 4 e 6% de cal, sem cura, foi de 3 a 10 vezes o Mr do solo natural. Qubain et al. (2000) verificaram um aumento imediato do valor de Mr de 64 MPa para 250 MPa ao misturar-se 5% de cal a uma argila arenosa, classificada como CL.

Little (1999) relatou que os efeitos de longo prazo da estabilização de solos com cal induzem ganhos de 1000% ou mais no Mr com relação ao solo sem tratar. Segundo esse autor, isto é devido ao reforço do solo provocado pelas reações alcalinas que causam mudanças no comportamento tensão-deformação do material. Os solos estabilizados com cal rompem para tensões desvios maiores do que o solo sem tratar e experimentam deformações muito menores. Como resultado, os materiais cimentados com cal são tipicamente de 10 a 25 vezes mais rígidos que o correspondente solo sem tratar.

Os módulos de resiliência de solos de moderado a altamente plásticos da Denver, Colorado, quando medidos no ensaio de cargas repetidas na compressão triaxial, aumentaram entre 800% e 1500%, comparados com os módulos de resiliência dos solos sem tratar e ensaiados do mesmo modo (Little e Yusuf, 2001). Módulos de resiliência entre 210 MPa e 400 MPa foram obtidos após 5 dias de cura a 38°C. Segundo os autores, estes valores de rigidez seriam consistentes com um material granular de base de boa qualidade.

Little e Yusuf (2001) determinaram módulos de resiliência entre 260 MPa e 415 MPa para quatro solos representativos do Estado de Mississippi, Estados Unidos, estabilizados com 4% a 6% de cal, após 7 dias de cura a 40°C, previamente saturados por 24 h. Tais valores de Mr superam aquele ao qual a *Pavement Guide for the Design of Pavement*

Structures (AASHTO 1986) atribui um coeficiente de camada estrutural de 0,14 para sub-bases (M_r de 200 MPa).

As propriedades resilientes de materiais cimentados com cal são muito sensíveis ao nível de compactação e teor de umidade de compactação (Little e Yusuf, 2001).

Puppala et al. (1996) observaram significativos aumentos de M_r ao estabilizarem com 4% de cal um solo argilo-siltoso da Luisiana, considerando três níveis diferentes de Grau de Compactação (GC). O incremento do M_r foi maior com o aumento da tensão confinante do ensaio de cargas repetidas na compressão triaxial. Particularmente, para uma tensão confinante de 42 kPa os valores de M_r mudaram de 87,5 MPa para 106,4 MPa para a condição de GC de 96%; de 72,1 MPa para 108,4 MPa para um GC de 98% e de 64,8 MPa para 90,3 MPa para o 100% de GC. Os autores não informaram o tempo de cura.

Ensaio de carga repetida na compressão triaxial foram realizados por Solanki et al. (2009) em solos da Oklahoma, classificados segundo a SUCS como CL-ML, estabilizados com cal hidratada. Os corpos-de-prova de todas as misturas foram compactados com a mesma energia, no teor ótimo de umidade ($w_{ót}$) e GC entre 95% e 100%, e logo após, curados por 28 dias. Os valores de M_r aumentaram com o teor de cal. Segundo os autores, o aumento no teor de cal resulta em uma maior produção de produtos cimentantes e conseqüentemente em aumento do módulo. As diferenças nos módulos de resiliência entre os corpos-de-prova com 3%, 6% e 9% de cal foram relativamente pequenas. Entretanto, um incremento do M_r da ordem de 459% foi observado por Solanki et al. (2009) quando acrescentado 3% de cal.

Dos resultados apresentados por Solanki et al. (2009) é possível observar a dependência do M_r dos solos estabilizados com cal com as tensões desvio e confinante. Para todos os teores de cal, o M_r aumentou com o aumento da tensão confinante e diminuiu com a tensão desvio. De modo similar, Puppala et al. (1996), ao estabilizarem um solo argilo-siltoso com 4% de cal, concluíram que a tensão de confinamento influi nos valores de M_r .

Também Puppala et al. (1996) pesquisaram o efeito da relação γ_d - teor de umidade de compactação no M_r em misturas de solo argilo-siltoso com 4% de cal. Os máximos valores de M_r corresponderam aos teores de umidade ligeiramente inferiores ao ótimo,

diminuindo no ramo úmido da curva de compactação. Esta observação foi particularmente válida para a máxima tensão de confinamento (42 kPa).

Little e Yusuf (2001) assinalam, com base em dados de Mr obtidos em ensaios de tração por compressão diametral, que os solos estabilizados com cal são muito menos sensíveis aos efeitos do teor de umidade que os módulos de resiliência dos solos sem estabilizar.

Lovato (2004) pesquisou os módulos de resiliência de corpos-de-prova de um solo laterítico residual de basalto pertencente à Formação Serra Geral, caracterizado como um material argilo-arenoso, de coloração vermelha, estabilizado com cal cálcica e dolomítica. O solo foi classificado como CL segundo a classificação SUCS e como A-6 segundo a classificação AASHTO. O solo utilizado na pesquisa foi coletado do horizonte B de uma jazida situada às margens da rodovia BR-377/RS, no km 85, próximo à cidade de Cruz Alta, sendo semelhante ao utilizado por Lucena e Brugnara (1970) na construção de dois trechos experimentais com base e sub-base de solo laterítico estabilizado com cal na BR-377/RS no fim dos anos 60 e início dos 70. Os módulos de resiliência das misturas solo-cal foram determinados mediante o ensaio de tração indireta com carga repetida.

As misturas com cal cálcica e com cal dolomítica apresentaram um mesmo padrão de comportamento, com um aumento médio de 22% no Mr quando o teor de cal passou de 4% para 5%. Entretanto, quando o teor de cal passou de 3% para 4%, a mistura com cal cálcica apresentou um aumento de módulo, aos 56 dias de cura, de 5805 MPa, enquanto que a mistura com cal dolomítica apresentou aumento de apenas 2159 MPa. Independentemente do tipo de cal, o Mr praticamente não variou dos 28 para os 56 dias de cura.

Lovato (2004) também ensaiou amostras de solo estabilizado com 4% de cal dolomítica extraídas da base dos trechos experimentais de Lucena e Brugnara (1970), obtendo como resultado uma grande dispersão de valores que variaram de 4000 MPa a mais de 32000 MPa, com uma média em torno de 1900 MPa e um desvio padrão de aproximadamente 13000 MPa.

2.3.4. Conclusões

Um dos parâmetros mecânicos mais utilizado atualmente nos métodos de dimensionamento de pavimentos é o módulo de resiliência (M_r), definido como um módulo de deformabilidade elástica sob carga de tráfego de materiais. Os M_r dos materiais podem ser determinados em laboratório por meio de ensaios de carga repetida, sendo os de maior uso o ensaio de carga repetida na compressão triaxial para solos e o ensaio de carga repetida na compressão diametral para misturas asfálticas e materiais cimentados.

Os solos apresentam um comportamento resiliente dependente das tensões principais, sendo que nos solos finos é função da tensão desvio e nos solos graúdos é função da tensão volumétrica. Os materiais cimentados apresentam um comportamento resiliente independente do estado de tensões, sendo o M_r considerado um valor constante.

A formulação de modelos de resposta resiliente de materiais estabilizados ainda não está concluída (Theyse et al., 2007), podendo mudar suas características de rigidez e fragilidade. Para baixos teores de cimento o comportamento resiliente destes materiais é próximo ao dos solos dependem da densidade, saturação e estado de tensão. Um dos aspectos que certamente afeta a resposta resiliente de materiais estabilizados é a mudança, ao longo do tempo, de seu M_r , sendo poucos os dados estão para calibrar os modelos de resposta resiliente para estas mudanças dependentes do tempo e, por tanto, um dos aspectos a ser pesquisados na tese.

Poucas experiências têm sido desenvolvidas sobre o comportamento resiliente de solos estabilizados ou modificados com cal, sendo assim esta tese uma contribuição ao estado da arte da temática. Em geral, é verificado que os solos tratados com cal apresentam um M_r dependente do estado de tensões principais, razão pela qual se decidiu realizar ensaios de carga repetida na compressão triaxial em corpos-de-prova de solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal.

Com a finalidade de estabelecer modelos de comportamento resiliente de solo local modificado com cal, foi necessário projetar e construir um equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial no laboratório da *Sección Geotécnica* da UdelaR, o primeiro disponível no Uruguai.

2.4. FADIGA DE MATERIAIS CIMENTADOS

Os principais mecanismos de degradação envolvendo materiais cimentados em pavimentos rodoviários são o trincamento por fadiga, deformação permanente (afundamentos localizados ou nas trilhas de roda) e trincamento térmico (Gnanendran e Piratheepan, 2010). A resistência à fadiga é definida como a capacidade de resposta sem surgimentos de trincas significativas às cargas cíclicas, sob as condições ambientais predominantes.

A fadiga dos materiais cimentados é um fenômeno complexo causado pelas sucessivas flexões das camadas do pavimento, produzidas pelas tensões e deformações repetidas, devidas ao tráfego e por fatores ambientais, que resultam no surgimento de trincas e sua propagação (Little e Yusuf, 2001). Estas trincas são consideradas como o mecanismo primário de ruptura de pavimentos com camadas de materiais cimentados. Após seu surgimento as trincas se propagam para cima, e enfraquecem gradualmente o pavimento (Crockford e Little, 1987).

Portanto, as propriedades de fadiga dos materiais cimentados são um importante parâmetro estrutural no dimensionamento de pavimentos. A deformação de tração na fibra inferior da camada de solo cimentado é assumida, no processo de dimensionamento mecanístico, como o parâmetro de controle da fadiga.

Um dos principais objetivos dos métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos é limitar a deformação de tração horizontal máxima e, assim, o trincamento das camadas de materiais cimentados. Os métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos exigem uma caracterização laboratorial dos materiais o mais real possível, das cargas (velocidade, período de repouso entre cargas de tráfego, carga multiaxial, etc.) e condições ambientais (temperatura, cura, etc.). Isto se justifica porque a caracterização laboratorial do desempenho à fadiga dos materiais para as condições locais e as relações de desempenho derivadas dos dados de laboratório são fundamentais para o desenvolvimento dos modelos de previsão de desempenho de campo.

Geralmente é aceito que o número de ciclos de carga de eixo padrão requerido para causar trincas significativas em serviço é muito maior do que o número de ciclos do ensaio de fadiga de laboratório (Baburamani, 1999). Isto é atribuído às diferenças nas condições de carga, incluindo o tipo de veículo e configuração de eixo, período de

repouso entre cargas de veículo, intensidade do tráfego, velocidade dos veículos, diferenças entre níveis de compactação atingidos e fatores ambientais tais como variações de temperatura sazonal e gradientes de temperatura diária.

Para levar em conta estas diferenças, funções de transferência (denominados globalmente como fatores laboratório-campo; em inglês *shift factors*, SF) se aplicam às estimativas de vida de fadiga de laboratório.

Thompson e Dempsey (1969) assinalam que os materiais cimentados com cal (solo-cal ou solo-cinza-cal) têm a propriedade de recuperar a resistência ou cicatrizar as trincas com o tempo, sendo um fator que contribui para que a vida de fadiga de serviço seja maior do que a vida de fadiga de laboratório. Este fenômeno é chamado de cicatrização autógena (*autogenous healing*).

Lembra-se que as reações pozolânicas são responsáveis pelo aumento de resistência das misturas solo-cal, e que continuam enquanto houver disponibilidade de cal livre e de sílica ou alumina amorfas no solo. Uma vez que as reações pozolânicas podem continuar ocorrendo ao longo de vários anos, é lícito supor que a queda de resistência causada por fatores tais como o excesso de carga, os ciclos de molhagem e secagem e a fadiga pode ser parcialmente ou completamente reduzida sob condições apropriadas de cura (Thompson e Dempsey, 1969). Segundo Thompson e Dempsey (1969) a formação de trincas pode criar novas superfícies de reação o que pode acelerar a recuperação da resistência.

Rosen e Marks (1974) pesquisaram a mudança de resistência de misturas de um calcário residual com cal, submetidas a ciclos de congelamento e degelo imediatamente após compactadas, e logo curadas por diferentes tempos. Os autores observaram ganhos de resistência com o tempo de cura, concluindo que as reações solo-cal que não ocorrem a baixas temperaturas reiniciam em condições favoráveis para produzirem ganhos de resistência. Dito de outro modo, misturas de solo-cal submetidas a condições de baixa temperatura imediatamente após a compactação permanecem dormentes até que haja condições de temperatura propícias de cura para as reações solo-cal.

Observa-se, finalmente, que os fatores que afetam o desempenho à fadiga dos solos cimentados se relacionam com as propriedades que afetam sua rigidez à flexão (grau de

compactação, tempo de cura, tipo de solo, tipo e teor de estabilizante, espessura da camada, etc.) e com o método do ensaio.

2.4.1. Ensaio de Fadiga

Os ensaios de fadiga em laboratório permitem estimar a vida de fadiga sob cargas cíclicas é um critério apropriado para prever a vida de fadiga da camada estabilizada na estrutura do pavimento (Crockford e Little, 1987). Nos modelos mecânicos, a deformação ou tensão inicial e a vida de fadiga apresentam uma boa lei de relação (Monismith, 1966). Os ensaios de fadiga são conduzidos com vários níveis de tensão-deformação, e os números de ciclos de carga para causar a ruptura (física ou estipulada por algum critério) de corpos-de-prova servem como base de avaliação do desempenho do pavimento.

Vários métodos de ensaio têm sido desenvolvidos para caracterizar as propriedades de fadiga dos materiais. Geralmente, ensaios de flexão simples de vigotas de seção retangular carregadas em três pontos (Epps e Monismith, 1969) e de tração por compressão diametral (Said, 1997) são usados.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos envolvendo materiais cimentados são geralmente baseados na rigidez flexural dos mesmos, determinada mediante ensaios de vigota (AUSTROADS, 2004; NCHRP, 2004a). Entretanto, devido às dificuldades na preparação e manipulação dessas vigotas, particularmente quando são empregados baixos teores de estabilizante, o ensaio de tração por compressão diametral tem sido sugerido como alternativa econômica e confiável para caracterização da rigidez destes materiais (Gnanderan e Piratheepan, 2010).

Padrões de carga de forma de pulso senoidal, semi-seno-verso, quadrado e triangular, com ou sem período de repouso, têm sido usados para simular os pulsos de carga de tráfego de campo (Baburamani, 1999), sendo os dois primeiros padrões os mais comumente utilizados.

Os ensaios de fadiga podem ser realizados a tensão controlada, onde a magnitude da carga é mantida constante ao longo do ensaio, ou deformação controlada, onde a magnitude do deslocamento é mantida constante. O ensaio de flexão de vigota é um

exemplo típico de ensaio de deformação controlada, enquanto o ensaio de tração por compressão diametral é um típico ensaio de carga controlada.

Como resultado da aplicação de uma carga cíclica constante, a magnitude do deslocamento aumenta até atingir o dobro da magnitude inicial, ou seja, quando a rigidez à flexão é reduzida à metade do valor inicial (Baburamani, 1999). No ensaio a deformação controlada, a força necessária para manter o nível de deformação inicial decresce gradualmente após o início da formação da trinca, enquanto a rigidez flexural da mistura diminui efetivamente.

Os ensaios a tensão controlada são mais severos do que os ensaios a deformação controlada e a energia é absorvida mais rapidamente. A energia inicial dissipada por ciclo é elevada e a taxa de dissipação de energia é mais rápida no modo de tensão controlada (Baburamani, 1999). Mesmo assim, os ensaios de tensão controlada são amplamente usados para materiais estabilizados porque reproduzem melhor as condições do tráfego e, portanto, são mais adequados para deduzir os modelos empregados no dimensionamento de fadiga (Khalid, 2000).

Para simular os períodos de carga e não carga do tráfego veicular, um período de repouso entre cargas é introduzido nos ensaios de fadiga. Como é muito difícil estabelecer tempos de carga realistas e tempos de repouso entre passagens de eixos de veículos, como aproximação, os pesquisadores têm introduzido no laboratório tempos de repouso, que variam de 1 a 100 vezes o tempo de carga.

O período de repouso pode ser introduzido seja com cargas intermitentes ou cargas descontínuas (de la Roche et al., 1994). Na carga intermitente, cada ciclo de carga é seguido por um período de repouso, o qual é múltiplo da duração do ciclo de carga. Na carga descontínua, uma carga é aplicada em forma contínua por um período de tempo e é seguida por um tempo de repouso, durante o qual o corpo-de-prova é mantido sob as condições do ensaio embora sem carga. A condição de carga intermitente é mais próxima à condição de serviço.

Os períodos de repouso entre cargas sucessivas incrementam a vida de fadiga tanto no modo de tensão controlada como no de deformação controlada. Bonnaure et al. (1982) relatam que os períodos de repouso resulta em maior incremento de vida de fadiga no modo de tensão controlada do que deformação controlada. Nessa pesquisa foram

ensaiadas vigotas de misturas betuminosas no tipo flexão em três pontos, com frequência de 40 Hz sob carga senoidal.

Outra forma de se definir a vida de fadiga é mediante a medida da energia liberada pelo material durante o ensaio, chamado de método de razão de energia (Gnanendran e Piratheepan, 2010). A razão de energia (RE) é definida pela equação 2.14.

$$RE = \frac{W_o}{\left(\frac{W_n}{N}\right)} \quad (2.14)$$

sendo:

N: Número de ciclos de carga

W_o : Energia dissipada por ciclo ao início do ensaio

W_n : Energia dissipada no n-ésimo ciclo

Gnanendran e Piratheepan (2010), usando o método da razão de energia, definiram o número de ciclos de carga na fadiga como o correspondente à máxima razão de energia da curva de número de cargas em função da razão de energia.

Os autores determinaram uma vida de fadiga praticamente igual usando os dois critérios de ruptura, isto é o número de ciclos correspondente a 50% de redução de rigidez e à razão de energia máxima. Gnanendran e Piratheepan (2010) concluíram que, para o caso pesquisado de uma brita estabilizada com escória de cal, os dois critérios de ruptura renderam quase a mesma vida de fadiga.

Williams (1986) afirma que as maiores limitações do ensaio de tração por compressão indireta é que se baseia em suposições não realistas quanto ao comportamento dos materiais sob carga e o procedimento do ensaio não simula o comportamento da camada de base sob carga de tráfego. Além disso, a máxima carga aplicada à amostra é geralmente governada pela resistência à propagação da trinca no entorno das trincas formadas pelos mecanismos de distribuição das cargas da equipe mais do que pela própria carga induzida de tração.

Raad (1976) demonstrou que os diferentes procedimentos de ensaio de resistência resultam em valores de resistência diferentes, devido a que o módulo de elasticidade de materiais cimentados não é o mesmo na tração. O próprio autor assinala que a

resistência à flexão determinada em ensaios de vigota, usando a teoria de viga simples e assumindo que a característica tensão-deformação do material ensaiado é elástico linear com igual módulo na tração e compressão, pode ser o dobro da resistência real, dependendo da geometria da vigota, a razão entre as resistências à compressão e tração e o grau de fixação ao suporte e pontos de aplicação da carga.

Gonzalez et al. (2010) pesquisaram o comportamento à fadiga de diferentes solos da Austrália estabilizados com cimento. Para tal, foram ensaiados corpos-de-prova com diferentes tempos de cura (mínimo de 5 meses) na flexão em 4 pontos. O nível de deformação ou tensão aplicado aos corpos-de-prova foi tal que a vida de fadiga variasse entre 10^3 e 10^6 ciclos de carga. A ruptura nos ensaios de fadiga foi definida como o número de ciclos de carga necessários para reduzir o módulo à metade.

Em todos os ensaios de fadiga das misturas de solo-cimento, os autores observaram uma rápida redução dos módulos desde o início do ensaio até aproximadamente 5000 a 10000 ciclos de carga. Após esta fase inicial de “condicionamento”, os módulos diminuíram com baixa taxa de redução. Para as amostras que romperam após 1000 a 1000000 de ciclos, foi observado um ponto de inflexão quando os módulos atingiram aproximadamente 80% dos módulos iniciais. Depois deste ponto observou-se redução acelerada do módulo e os corpos-de-prova romperam após aproximadamente 65000 ciclos de carga adicionais.

2.4.2. Modelos de Fadiga de Materiais Cimentados

A ruptura causada por flexão sob cargas repetidas, que se expressam na fadiga das misturas betuminosas em pavimentos rodoviários é um problema conhecido desde 1948 (Hveem e Carmany, 1948). Contudo, as pesquisas de fadiga de materiais cimentados são muito escassas e ainda muito mais em materiais fracamente cimentados (Gnanderan e Piratheepan, 2010).

Little e Yusuf (2001) determinaram aumentos de vida de fadiga de 900% a 30000% em pavimentos com camada de revestimento de CBUQ quando subleitos de solos típicos da Mississipi, Estados Unidos, foram estabilizados com 4 a 6% de cal.

Os modelos de fadiga para misturas betuminosas foram inicialmente expressos em termos de deformação de tração inicial (ϵ_t) ou tensão aplicada (σ_t) como indicam os modelos 2.15 e 2.16 (Monismith, 1981; Pell e Cooper, 1975).

$$N_f = k \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^l \quad (2.15)$$

$$N_f = m \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^n \quad (2.16)$$

onde:

Nf: Número de ciclos de carga na ruptura de fadiga

k, l, m, n: Parâmetros dos modelos

O desempenho à fadiga é afetado não só pela deformação ou tensão, mas também pelo módulo de rigidez. Finn et al. (1986) propuseram o modelo 2.17 para concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), no qual E é o módulo de rigidez dinâmico do CBUQ e p, q e r são parâmetros do modelo.

$$N_f = p \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^q (E)^r \quad (2.17)$$

Uma das primeiras pesquisas sobre características de fadiga de materiais estabilizados com cimento foi conduzida por Larsen e Nussbaum (1967). Seu estudo procurou simular as condições de carga no pavimento, mediante ensaios de vigotas de solo-cimento sobre um subleito simulado composto de chapas de neoprene. Variando o número de chapas simularam variações na capacidade suporte do subleito. Larsen e Nussbaum (1967) selecionaram o raio de curvatura de vigotas sob carregamento como a resposta básica usada para caracterizar o comportamento observado. O modelo de fadiga foi (2.18):

$$\frac{R_c}{R} = aN^{-b} \quad (2.18)$$

onde:

R_c: Raio de curvatura crítico, raio de curvatura que causa a ruptura devido a uma aplicação de carga

R: Raio de curvatura inicial da vigota testada sob carga de ensaio de fadiga

N: Número de aplicações de carga na ruptura

a, b: Parâmetros do modelo

A ruptura foi definida como o desenvolvimento de trincas visíveis.

Gnanendran e Piratheepan (2010) estabelecem uma relação da vida de fadiga (N_f) com a deformação de tração máxima, em microstrains ($\mu\epsilon$), para o ciclo inicial e o módulo de rigidez dinâmico (MRD) para o caso de uma brita estabilizada com 3 a 5% de escória de cal, sendo esta última uma mistura de escória de alto forno (um pó fino branco residual da produção de aço e ferro) e cal hidratada em uma razão 85/15 por peso seco (modelo 2.19). Os corpos-de-prova foram ensaiados à tração por compressão diametral com frequência de 3 Hz, após 28 dias de cura.

$$N_f = MRD \left[-52,07 \cdot \mu\epsilon \cdot 10^{(-0,00005863MRD)} + 10^3 \right] \quad (2.19)$$

O MRD foi determinado a partir dos ensaios de tração por compressão diametral cíclica realizado a diferentes níveis de carga máxima mediante o modelo 2.20, proposto por Gnanendran e Piratheepan (2008):

$$MRD = \frac{1000(P - k_1 b)(\nu + 0,27)}{t\delta} + k_2 b \quad (2.20)$$

onde:

b: Teor de estabilizante em porcentagem

P: Carga (kN)

k_1, k_2 : Parâmetros do modelo

δ : Deformação de tração horizontal (mm)

ν : Coeficiente de Poisson

t: Espessura do corpo-de-prova (mm).

O comportamento à fadiga flexural de materiais estabilizados é comumente expressa em termos da relação entre a razão de tensões (S) e o número de ciclos de carga à ruptura de fadiga (Swanson e Thompson, 1967). A razão de tensões é usualmente obtida normalizando a tensão aplicada pela resistência à flexão. O NCHRP (2004b) apresenta o modelo 2.21, que relaciona o número de ciclos à ruptura e a razão de tensões de flexão obtida em ensaios de flexão de vigotas para misturas estabilizadas quimicamente.

$$N_f = 10^{\left\{ \left[0,972 \beta_{c1} - \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{MR}} \right) \right] / 0,0825 \beta_{c2} \right\}} \quad (2.21)$$

onde:

N_f : Número de repetições de carga para trincamento por fadiga da mistura estabilizada quimicamente

σ_t : Tensão de tração máxima induzida pelo tráfego na fibra inferior da camada estabilizada

σ_{MR} : Módulo de ruptura (resistência flexural) aos 28 dias

β_{c1} e β_{c2} : Fatores de calibração de campo

Este modelo é similar ao modelo de fadiga de Swanson e Thompson (1967) proposto com base em ensaios de flexão de vigotas de misturas de solo estabilizado com cal (modelo 2.22).

$$S = 0,923 - 0,058 \cdot \log N_f \quad (2.22)$$

Outra expressão semelhante foi determinada por Gnanendran e Piratheepan (2010) mediante ensaios de tração por compressão diametral de misturas de brita com 3 a 5% de escória de cal (modelo 2.23).

$$S = 0,98 - 0,060 \cdot \log N_f \quad (R^2 = 0,5578) \quad (2.23)$$

Gnanendran e Piratheepan (2010) definiram outro modelo mais significativo com um melhor ajuste para uma faixa de razão de tensões entre 0,5 e 0,75, o qual seria segundo os autores mais confiável para estimativa de vida de fadiga de materiais cimentados (modelo 2.24).

$$S = 0,726 - 4,873 \times 10^{-8} \cdot N_f \quad (R^2 = 0,823) \quad (2.24)$$

Gnanendran e Piratheepan (2010) definiram a razão entre deformações (S_ϵ) como sendo o quociente entre a deformação de tração inicial máxima no ensaio de tração por compressão diametral cíclica e a deformação na ruptura correspondente ao ensaio de tração por compressão diametral monotônica. Usando esta razão obtiveram o modelo 2.25 com a vida de fadiga (N_f) para a brita estabilizada com de escória de cal.

$$S_\epsilon = 0,713 - 8,109 \times 10^{-8} \cdot N_f \quad (R^2 = 0,9148) \quad (2.25)$$

Este último modelo proposto tem maior significância estatística, e os autores concluíram que seria mais confiável para a determinação da vida de fadiga de materiais cimentados que o modelo 2.24, baseado na razão de tensões.

O método Francês de dimensionamento de pavimentos descrito por Arellano e Thompson (1998), é baseado no cálculo das tensões ou deslocamentos causados por uma carga unitária típica. A máxima tensão que causa a ruptura da estrutura é determinada e comparada com os limites admissíveis para o material e determinado nível de tráfego.

Para materiais cimentados, o método Francês indica que a tensão admissível (σ) para um número estimado de ciclos N e uma resistência à flexão medida (σ_o) em MPa pode ser escrita como no modelo 2.26.

$$\sigma = k_4 \cdot (k_1 - k_3) \cdot \sigma_o \quad (2.26)$$

O coeficiente k_1 é a medida da variação da tensão admissível com o número de ciclos, sendo dado por:

$$k_1 = 1 - \beta \cdot \log N$$

O coeficiente k_3 considera o risco assumido e é determinado por:

$$k_3 = t \cdot b \cdot \delta$$

onde:

t: Quintil da curva normal correspondente ao nível de risco R

b: Declividade da reta de fadiga (em um gráfico log-log)

d: Desvio padrão de dispersão

O coeficiente k_4 leva em conta as diferenças entre os ensaios de laboratório e o comportamento de campo. Um valor médio de 1,5 é tipicamente usado para materiais cimentados.

Ceratti (1991), realizando ensaios de fadiga de flexão de vigotas e de compressão diametral em misturas de solos lateríticos de São Paulo e do Rio Grande do Sul com cimento, determinou modelos para os seis tipos de solos usados na pesquisa apresentados em 2.27 a 2.32.

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_i - 1,86}{-2,20}\right)} \text{ Solo 1 (Solo SW segundo a classificação SUCS)} \quad (2.27)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_i - 1,26}{-1,28}\right)} \text{ Solo 2 (Solo SP segundo a classificação SUCS)} \quad (2.28)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_i - 1,55}{-1,45}\right)} \text{ Solo 3 (Solo CL segundo a classificação SUCS)} \quad (2.29)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_i - 1,74}{-1,30}\right)} \text{ Solo 4 (Solo CL segundo a classificação SUCS)} \quad (2.30)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_i - 1,13}{-0,58}\right)} \text{ Solo 5 (Solo SC segundo a classificação SUCS)} \quad (2.31)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_i - 1,69}{-2,00}\right)} \text{ Solo 6 (Solo SM segundo a classificação SUCS)} \quad (2.32)$$

onde:

ε_i : Deformação específica de tração

Balbo (1993) propôs um modelo de quatro camadas para cálculo de tensões de tração na flexão na fibra inferior de uma camada de brita graduada tratada com cimento. O modelo balizou-se por ensaios dinâmicos de compressão diametral para amostras de granulometria de agregado na faixa B do DER-SP, teor de cimento de 4% em peso, umidade de moldagem 1,5% abaixo da umidade ótima de compactação na energia modificada. Os ensaios, realizados no modo de tensão controlada, resultaram no modelo 2.33 de fadiga para brita graduada tratada com cimento.

$$N = 10^{17,137 - 19,608SR} \quad (2.33)$$

onde:

SR: Razão de tensões

2.4.2.1. *Método de Dimensionamento Mecanístico da República da África do Sul*

Os materiais cimentados podem apresentar dois modos de ruptura, chamadas de fadiga efetiva (*cracking*) e esmagamento (*crushing*) (De Beer, 1990). Os parâmetros críticos para materiais cimentados são a deformação de tração máxima (ϵ_t) na fibra inferior da camada, controlando a vida de fadiga efetiva, e a tensão de compressão vertical (σ_v) no topo da camada cimentada, controlando a vida de esmagamento (Theyse et al., 1996). O conceito de esmagamento em camadas levemente cimentadas foi introduzido em base nas observações feitas com ensaios acelerados de pavimentos com simulador de tráfego, sendo substituído o critério de fadiga original para camadas cimentadas pelo critério de fadiga efetiva (De Beer, 1990).

Dois conceitos estão envolvidos na previsão de vida de fadiga no SAMDM. O primeiro é prever a vida de fadiga do material de cada camada individual e, o segundo, a vida do pavimento última é prevista para o sistema de camadas. Cada material apresenta um único modo de ruptura associado a parâmetros críticos calculados em pontos específicos da estrutura do pavimento sob carga. As funções de transferência brindam a relação entre o valor do parâmetro crítico e o número de aplicações de carga que pode ser suportado para o valor do parâmetro crítico, antes que o material particular rompa. A primeira versão do SAMDM incluía funções de transferência para início de trincas de materiais cimentados (Theyse et al., 1996).

O Método de Dimensionamento Mecanístico da República da África do Sul (*South African Mechanistic Design Method*, SAMDM), desenvolvido nos anos 70 do século passado, introduz um mecanismo de comportamento de longo prazo de uma camada fracamente cimentada na estrutura do pavimento descrito mediante três fases diferentes de vida de fadiga (Theyse et al., 1996):

- Fase de pré-trincamento
- Fase de vida de fadiga efetiva
- Fase granular equivalente

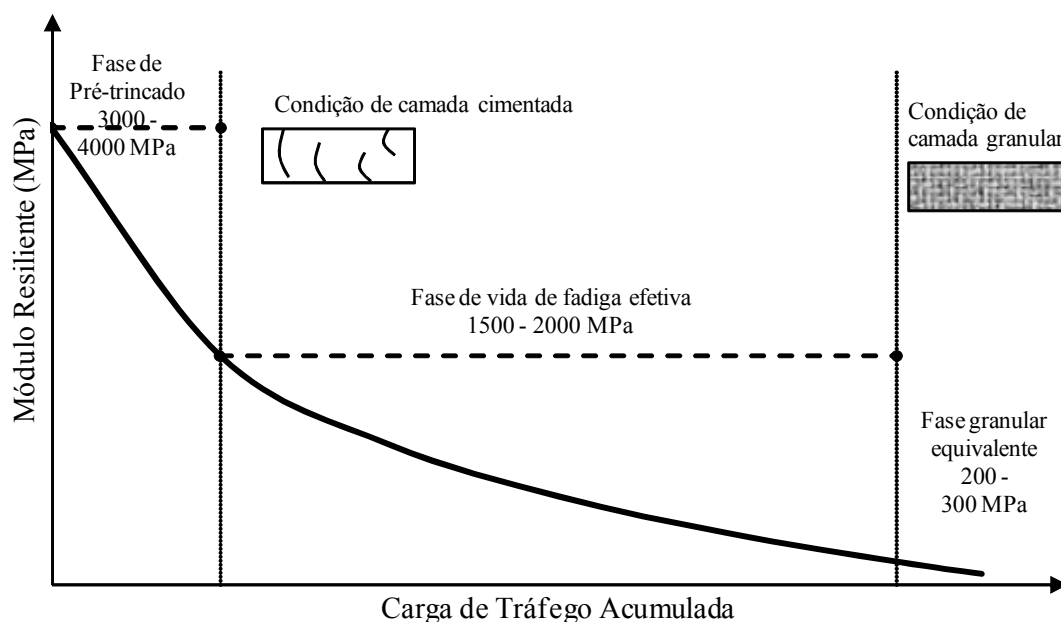


Figura 2.6. Comportamento a longo prazo de materiais levemente cimentados
(Fonte: Theyse et al., 1996)

Para materiais levemente cimentados, Theyse et al. (1996) indicam que durante a fase de pré-trincamento o M_r da camada seria da ordem de 3000 a 4000 MPa e que a camada age como se fosse uma placa de dimensões várias vezes maior do que a espessura da camada. Sob carga de tráfego, os valores iniciais de módulo diminuem rapidamente desde a fase de pré-trincamento até o início da fase de vida efetiva de fadiga onde seriam da ordem de 1500 a 2000 MPa. Na fase de vida de fadiga efetiva ocorre a fratura da camada em grandes blocos, de dimensões de aproximadamente uma a cinco vezes a espessura da camada, até partículas menores do que a espessura da camada. Após esta fase, o material cimentado se comporta como uma camada granular, por isso chamada de “fase granular equivalente”, na qual os módulos de resiliência são da ordem de 200 a 300 MPa.

Theyse et al. (1996) notaram que a fase de pré-trincamento é relativamente curta se comparada com as outras duas fases, sendo, portanto, desconsiderada no SAMDM. As fases de vida de fadiga efetiva e “granular equivalente” são usadas pelo SAMDM para calcular a vida da camada da camada cimentada.

Embora as mudanças no comportamento do material cimentado ocorram gradualmente com o tempo, elas são modeladas no SAMDM como fases sucessivas (Theyse et al., 1996). O Mr da camada cimentada é modelado como um valor constante durante cada fase, com mudança súbita ao final de cada fase.

A análise estrutural é feita segundo o SAMDM, utilizando modelos baseados na Teoria da Elasticidade aplicada a sistemas de camadas múltiplas (Theyse et al., 1996). O carregamento no dimensionamento de pavimentos na República da África do Sul é um semi-eixo com rodas duplas de 40 kN, espaçadas de 350 mm entre os centros e pressão de contato, considerada uniforme, de 520 kPa. A máxima deformação de tração horizontal na fibra inferior da camada asfáltica e cimentada é usada como parâmetro crítico na determinação da vida de fadiga.

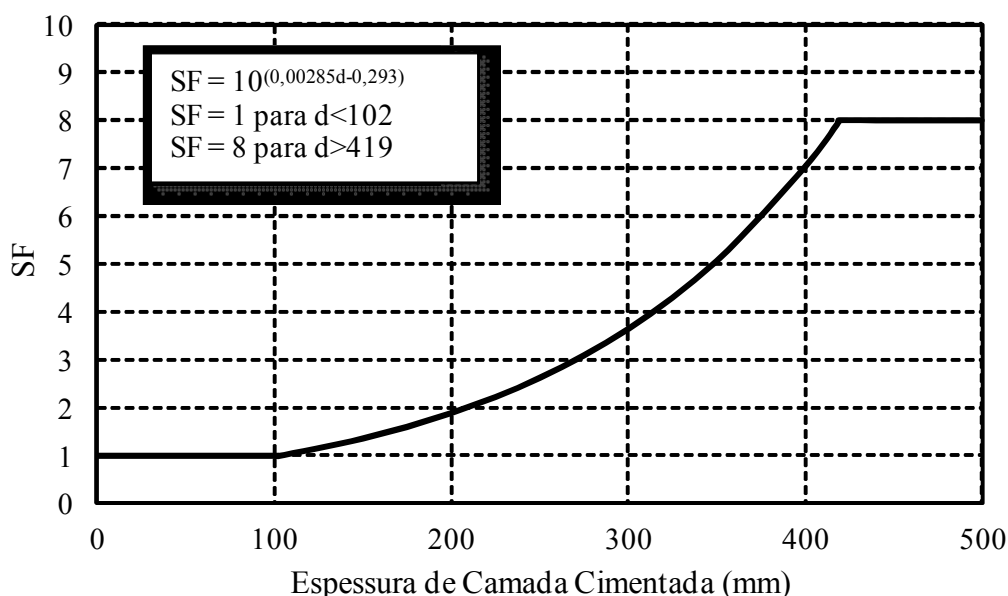


Figura 2.7. Fatores de forma laboratório-campo para a vida de fadiga efetiva de materiais cimentados
(Fonte: Theyse et al., 1996)

As funções de transferência de fadiga efetiva de materiais cimentados do SAMDM não permitem a análise para diferentes espessuras de camada, sendo necessário introduzir um fator de forma laboratório-campo (SF) para considerar camadas mais espessas. Estes fatores de forma em função da espessura da camada cimentada são mostrados na Figura 2.7.

Funções de transferência são dadas para duas condições de esmagamento: início de esmagamento para uma deformação de aproximadamente 2 mm no topo da camada e esmagamento avançado para uma deformação de 10 mm e extenso trincamento do material cimentado.

Theyse e Muthen (2000) apresentam os modelos 2.34 a 2.37 para estimativa de vida de fadiga efetiva (N_{ef}) de materiais cimentados como função da deformação de tração (ϵ) e a deformação á ruptura (ϵ_b), para diferentes casos de rodovias.

$$N_{ef} = 10^{6,72 \left(1 - \frac{\epsilon}{7,49\epsilon_b}\right)} \text{ para estrada categoria A} \quad (2.34)$$

$$N_{ef} = 10^{6,84 \left(1 - \frac{\epsilon}{7,63\epsilon_b}\right)} \text{ para estrada categoria B} \quad (2.35)$$

$$N_{ef} = 10^{6,87 \left(1 - \frac{\epsilon}{7,66\epsilon_b}\right)} \text{ para estrada categoria C} \quad (2.36)$$

$$N_{ef} = 10^{7,06 \left(1 - \frac{\epsilon}{7,86\epsilon_b}\right)} \text{ para estrada categoria D} \quad (2.37)$$

A descrição da categoria de estrada e mostrada na Tabela 2.3. No entanto, em ausência de valores de ϵ_b o SAMDM recomenda o uso dos valores indicados na Tabela 2.4.

Tabela 2.3. Categorias de estradas
(Fonte: Theyse e Muthen, 2000)

Categoria de Estrada	Descrição
A	Rodovias interurbanas e Estradas interurbanas principais
B	Coletores interurbanos e Estradas rurais principais
C	Estradas rurais
D	Estradas rurais fracamente movimentadas

Tabela 2.4. Valores recomendados de deformação na ruptura de materiais cimentados pelo SAMDM

Código	Material	ϵ_b ($\mu\epsilon$)	RCS (MPa)
C1	Brita ou pedregulho cimentado	145	6 - 12
C2	Brita ou pedregulho cimentado	120	3 - 6
C3	Pedregulho cimentado	125	1,5 - 3
C4	Pedregulho cimentado	145	0,75 - 1,5

Os modelos 2.38 a 2.41 permitem estimar o início de esmagamento (N_{ci}) e os modelos 2.42 a 2.45 fornecem as vidas correspondentes ao esmagamento avançado (N_{ca}) de materiais cimentados, em função da tensão vertical (σ_v) e a RCS (Theyse e Muthen, 2000).

$$N_{ci} = 10^{7,386 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,09RCS}\right)} \text{ para estrada categoria A} \quad (2.38)$$

$$N_{ci} = 10^{7,506 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,10RCS}\right)} \text{ para estrada categoria B} \quad (2.39)$$

$$N_{ci} = 10^{7,706 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,13RCS}\right)} \text{ para estrada categoria C} \quad (2.40)$$

$$N_{ci} = 10^{8,516 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,21RCS}\right)} \text{ para estrada categoria D} \quad (2.41)$$

$$N_{ca} = 10^{8,064 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,19RCS}\right)} \text{ para estrada categoria A} \quad (2.42)$$

$$N_{ca} = 10^{8,184 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,20RCS}\right)} \text{ para estrada categoria B} \quad (2.43)$$

$$N_{ca} = 10^{8,384 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,23RCS}\right)} \text{ para estrada categoria C} \quad (2.44)$$

$$N_{ca} = 10^{8,894 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,31RCS}\right)} \text{ para estrada categoria D} \quad (2.45)$$

Theyse et al. (2007), na sua revisão do SAMDM, antecipam que os parâmetros de resposta crítica para o modelo de dano de deformação plástica de materiais cimentados será a razão entre a tensão de trabalho e a resistência limite do material, o que demandará calibração do modelo de resistência limite do material estabilizado, incluindo o tipo e teor de cimento e provavelmente a densidade do material. Por enquanto, só estão disponibilizados dados suficientes para a calibração do modelo para a condição de 28 dias de cura.

2.4.2.2. *Guia para Dimensionamento de Pavimentos da Austroads*

A *Guide to the Design of Roads Pavements* da Austroads da Austrália e Nova Zelândia adotou o mesmo modelo de fases de vida de fadiga do SAMDM (Gonzalez et al., 2010). As fases de pré-trincamento e fadiga efetiva são combinadas no termo fase de vida de pré-trincamento. A vida de pós-trincamento é somente considerada quando a camada cimentada é coberta com uma camada asfáltica de mais de 175 mm de espessura para minimizar a possibilidade da reflexão de trincas através da camada de revestimento (Gonzalez et al., 2010).

Segundo Otte (1978) acima de certa condição de carga crítica, correspondente a 35% da resistência e 25% da deformação à ruptura, iniciam as micro-trincas e a perda de ligação entre os agregados e a matriz do material fino e o agente cimentante, acumulam-se deformações permanentes e o comportamento tensão-deformação torna-se não-linear e não-elástico.

Pretorius (1970) pesquisou, nos Estados Unidos, a história de deformações de um solo estabilizado com cimento e constatou que o nível de deformação induzido por uma carga dada permanece relativamente constante durante a maior parte da vida de fadiga, embora aumente antes da ruptura. Pretorius (1970) apresentou o modelo 2.46 para estimativa de vida de fadiga em função da deformação inicial em microstrains ($\mu\epsilon$).

$$N = \left(\frac{142}{\mu\epsilon} \right)^{20,3} \quad (2.46)$$

onde:

N: Número de repetições de deformação de tração na fibra inferior da camada cimentada antes da ruptura de fadiga, quando o nível desta deformação é microstrain ($\mu\epsilon$)

Baran e Aubrey (1978) assumiram como válido o modelo 2.46 para módulos de material maiores de 10000 MPa. Walker et al. (1977) encontraram uma relação entre a deformação na ruptura e os módulos para cascalhos alterados tratados com cimento. Baran e Aubrey (1978), usando a relação de Pretorius (1970), definiram um nível de deformação admissível de 72 $\mu\epsilon$ para 10^6 repetições, o qual, segundo as curvas de Walker et al. (1977), correspondia a 65% da deformação na ruptura para materiais com

rigidez maior de 10000 MPa. Esta razão entre a deformação na ruptura admissível para 10^6 ciclos e a deformação na ruptura de 0,65 foi adotada como aplicável a materiais com módulos inferiores de 2000 MPa.

Angell (1988) relatou que a relação para materiais com módulo de 2000, 5000 e superiores a 10000 MPa é da forma do modelo 2.47, com valores de K dados na Tabela 2.5.

$$N = \left(\frac{K}{\mu\epsilon} \right)^{12} \quad (2.47)$$

Tabela 2.5. Valores de K em função dos módulos de materiais cimentados
(Fonte: Angell, 1988)

Módulo do Material Cimentado (MPa)	K
2000	259
5000	244
≥ 10000	152

Finalmente o Método de Dimensionamento de Pavimentos da Austroads (*Austroads Pavement Design Guide*) nas versões de 1987 e 1992 adotaram a relação de desempenho dada pelo modelo 2.48 (Jameson, 2010).

$$N = \left(\frac{K}{\mu\epsilon} \right)^{18} \quad (2.48)$$

A constante K depende da rigidez do material como é indicado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6. Valores da constante K em função do módulo do material cimentado
(Fonte: Jameson, 2010)

Módulo do Material Cimentado (MPa)	K
2000	280
5000	200
10000	150

Jameson et al. (1992) desenvolveram uma pesquisa de desempenho de fadiga de britas tratadas com 3% de cimento. O estudo incluía ensaios de laboratório de flexão cíclica de vigotas de três pontos e de carga acelerada usando simulador de tráfego, ao longo de uma estrada da Mulgrave, Melbourne. Os corpos-de-prova para os ensaios de laboratório foram coletados dos trechos de pavimento após 12 meses de cura e a vida de fadiga foi definida como o número de ciclos para o qual o módulo caia à metade do valor inicial.

Jameson et al. (1992) aplicaram mais de 2 milhões de ciclos de carga acelerada em 14 trechos experimentais usando cargas de rodas duplas de 40 kN, 60 kN e 80 kN. Para desenvolver os modelos de fadiga os módulos das camadas foram retroanalizados a partir de medidas de deflexão com Falling Weight Deflectometer (FWD) e as deformações iniciais sob carga aplicada foram calculadas empregando esses módulos.

A partir dos resultados dessa pesquisa, Jameson et al. (1992) obtiveram o modelo 2.49 para estimativa de vida de fadiga para a brita estabilizada com cimento.

$$N = \left(\frac{382}{\mu\epsilon} \right)^{7,43} \quad (2.49)$$

A deformação de ruptura média das vigotas de campo foi de 600 $\mu\epsilon$, no entanto para vigotas compactadas no laboratório a média foi de 145 $\mu\epsilon$. Segundo Jameson (2010) estas elevadas deformações de ruptura das vigotas de campo envelhecidas sugerem que os resultados de fadiga podem ter sido influenciados pela formação de micro-trincas.

Na construção de novos materiais cimentados de pavimento, com uma camada de revestimento asfáltico de pelo menos 175 mm de espessura a *Austrroads Guide* (Jameson, 2010) assume que quando o material cimentado está esmagado, as trincas não refletem imediatamente na superfície e o pavimento tem uma vida de serviço de pós-trincamento. Para tais pavimentos não são a extensão e severidade do esmagamento do material cimentado as que determinam a vida de fadiga do pavimento, e sim a vida da camada de revestimento asfáltico.

Ainda para este tipo de pavimento, baseado nos resultados achados e considerando os impactos da espessura do pavimento, a VicRoads da Austrália adotou o modelo 2.50 (Jameson, 2010).

$$N = RF \left[\frac{14100}{\mu\epsilon E^{0,351}} \right]^8 \quad (2.50)$$

onde:

N: Número de ciclos de carga admissíveis

$\mu\epsilon$: Deformação de tração horizontal máxima (microstrain)

E: Módulo do material cimentado (MPa)

RF: Fator de confiabilidade

Para pavimentos com camadas de revestimento asfáltica sobre o material cimentado menor de 175 mm a *Austroroads Guide* (Jameson, 2010) assume que quando o material cimentado está fissurado, as trincas refletem imediatamente na superfície. A vida de fadiga deste tipo de pavimento é relacionada com a severidade e extensão do trincamento na camada de revestimento. Para obter relações de vida de fadiga para este tipo de pavimentos, a vida de fadiga foi relacionada ao surgimento de trincas superficiais finas (1,0 m/m² de severidade de trincas).

Uma relação de fadiga (modelo 2.51), que não inclui o módulo, foi estabelecida para este tipo de pavimentos pela *Austroroads* (Jameson, 2010).

$$N = \left(\frac{433}{\mu\epsilon} \right)^{9,18} \quad (2.51)$$

onde:

N: Número admissível de repetições de carga

$\mu\epsilon$: Máxima deformação de tração horizontal (microstrain)

Em 1994 um ensaio acelerado foi realizado adjacente à rodovia de Monaro, Cooma New South Wales, para avaliar o desempenho da estabilização usando diferentes agentes estabilizadores (Jameson et al., 1995). Um pedregulho granítico foi estabilizado com 5% de um estabilizante conformado de 85% de uma escória granulada de solo e 15% de cal hidratada. Cinco experiências foram realizadas em pavimentos com camadas estabilizadas de 250 mm, 300 mm e 360 mm de espessura.

O relato conclui que a relação de vida de fadiga de 18ª potência da *Austroads* geralmente superestima a vida de fadiga do material ensaiado, enquanto as relações de 12ª potência e 8ª potência fornecem melhor o desempenho. Com base em todos os resultados, a *Austroads* substituiu o modelo 2.48 pelo modelo 2.52 (Jameson, 2010). A constante K depende da rigidez do material como é indicado na Tabela 2.7.

$$N = \left(\frac{K}{\mu\epsilon} \right)^{12} \quad (2.52)$$

Tabela 2.7. Novos valores da constante K em função do módulo do material cimentado (Fonte: Jameson, 2010)

Módulo do Material Cimentado (MPa)	K
2000	440
3500	350
5000	310
10000	260
15000	240

Na *Austroads Pavement Design Guide* (AUSTROADS, 2004), baseada nos fatores K da Tabela 2.7, apresenta o modelo de fadiga 2.53, válido para camadas cimentadas com módulos entre 2000 MPa e 10000 MPa.

$$N = RF \left[\frac{\left(\frac{113000}{E^{0,804}} \right) + 191}{\mu\epsilon} \right]^{12} \quad (2.53)$$

onde:

N : Número admissível de repetições de carga para a ruptura de fadiga

$\mu\epsilon$: Deformação de tração (microstrain)

E : Módulo do material cimentado (MPa)

RF : Fator de confiabilidade da vida de fadiga do material cimentado

A *Austroads* recomenda o uso dos valores de fator de confiança (RF) para fadiga de materiais cimentados dados pela Tabela 2.8.

Tabela 2.8. Fatores de confiança recomendados para fadiga de materiais cimentados pela Austroads
(Fonte: Gray et al., 2011)

Confiança de Dimensionamento Desejada				
80%	85%	90%	95%	97,5%
4,7	3,3	2,0	1,0	0,5

Como na Austrália existia pouca informação sobre a vida de fadiga em serviço de materiais cimentados, a *Austroads* (2004) recomendou a realização de ensaios de laboratório neste tipo de materiais.

Gonzalez et al. (2010), pesquisando o comportamento à fadiga de diferentes solos da Austrália estabilizados com cimento, analisaram diferentes formas de relação de fadiga para estabelecer a mais apropriada para materiais cimentados. A análise foi realizada a partir dos dados de ensaios de fadiga de flexão de vigotas em 4 pontos. Os autores constataram que as relações baseadas na deformação estimam melhor a vida de fadiga de materiais cimentados do que as baseadas nas tensões. Dentre estas relações, a que inclui a razão de deformação, definida como a relação entre a deformação inicial ($\mu\epsilon$) e a deformação para 95% da carga de ruptura ($\mu\epsilon_b$), fornece uma estimativa razoável da vida de fadiga, sendo que a exclusão do módulo (como ocorre na relação da *Austroads*, 2004) não compromete significativamente a acurácia das previsões. Assim, uma relação adequada para estimativa de vida de fadiga seria dada pelo modelo 2.54.

$$N = b \cdot \left(\frac{\mu\epsilon_b}{\mu\epsilon} \right)^a \quad (2.54)$$

onde:

N: Número de ciclos de carga à fadiga (redução do módulo inicial à metade)

$\mu\epsilon$: deformação elástica inicial (microstrains)

$\mu\epsilon_b$: deformação para 95% da carga de ruptura (microstrains)

a, b: parâmetros do modelo

Para as misturas de solo-cimento pesquisadas por Gonzalez et al. (2010), o valor do parâmetro (a) relacionado com o dano variou entre 14 e 26, com um valor médio de 22.

Mais do que a deformação inicial, considera-se que a razão de deformação para 10^6 ciclos de carga reproduz mais precisamente o comportamento do material do pavimento (Gonzalez et al., 2010). Baseado neste critério de desempenho e adotando um valor conservador de expoente de dano (parâmetro a) igual a 12, Gonzalez et al. (2010) deduziram o modelo 2.55 para estimativa de vida de fadiga de materiais cimentados.

$$N = 3,38 \cdot \left(\frac{\mu\epsilon_b}{\mu\epsilon} \right)^{12} \quad (2.55)$$

Jameson (2010) salienta ter sido observada em pesquisas da *Austroads* menor dependência da vida de fadiga com relação à deformação em amostras coletadas in situ do que em amostras compactadas em laboratório. Além disso, as vigotas extraídas no campo apresentaram módulos menores que a maioria das vigotas moldadas no laboratório e deformações de ruptura muito maiores. Uma possível explicação para estas diferenças é a extensão das micro-fissuras. Tais micro-fissuras podem ser por retração e/ou por cargas aplicadas durante a construção da camada estabilizada ou do pavimento subjacente.

2.4.3. Conclusões

Para revisar os métodos de dimensionamento da *Austroads Guide*, Jameson (2010) assinala que é necessário pesquisar para acordar a definição da condição de materiais cimentados e do final da vida de fadiga, melhorar a compreensão das causas das características significativamente diferentes dos corpos-de-prova manufacturados no laboratório e as amostras coletadas das estradas, desenvolver um método de ajuste dos módulos medidos de corpos-de-prova compactados e curados no laboratório para definir módulos de dimensionamento, refletindo o módulo de serviço inicial das áreas de pavimento antes de atingir a condição terminal de manutenção requerida, desenvolver um método de dimensionamento para utilizar dados de fadiga medidos em corpos-de-prova compactados e curados no laboratório e desenvolver uma relação de fadiga aplicável às áreas de pavimento mais susceptíveis de fadiga.

Tais questões são as que se procuram avançar na tese, particularmente quanto ao desenvolvimento de modelos de comportamento resiliente e de estimativa de vida

fadiga de solos modificados com cal, sendo que as pesquisas envolvendo este tipo de materiais é ainda escassa.

O solo-cal é um material antigo e amplamente utilizado, e nos últimos 100 anos tem sido utilizado como material de camada de pavimentos. Embora, sua utilização é praticamente limitada a subleitos melhorados e bases de rodovias pavimentadas. É pouco estendida a prática de uso como camada de revestimento, e mais ainda de rodovias não pavimentadas, sendo o interesse desta tese ampliar o conhecimento do uso do solo-cal como material deste tipo de camadas.

A abordagem mecanístico-empírica é de fundamental importância para o melhor entendimento do desempenho de solos modificados com cal como camadas de revestimento de pavimentos. Também o é para desenvolver métodos de dimensionamento de pavimentos de estradas de baixo volume de tráfego, área na qual também não existem muitas experiências. Para isso, é necessário desenvolver experiências com pistas aceleradas ou trechos experimentais em verdadeira grandeza para poder convalidar os modelos de laboratório ou aprimorá-los com uso de fatores de forma laboratório-campo. É com estes objetivos que foram construídos e monitorados, como parte da pesquisa, os trechos experimentais na localidade de Cebollatí, leste de Uruguai.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Esta pesquisa limitou-se a avaliação estrutural de um pavimento com revestimento em solo argilo-siltoso modificado com cal, em uma rodovia de baixo volume de tráfego não pavimentada. Para tanto, o planejamento da pesquisa foi dividido em duas fases complementares:

- Uma fase laboratorial de caracterização dos materiais e misturas usados, modelagem de comportamento mecanístico resiliente e de vida de fadiga do solo modificado com cal, seguida de análise mecanística e;
- Uma fase de campo de avaliação de desempenho estrutural de camadas de solo modificado com cal em trechos experimentais em verdadeira grandeza construídos e monitorados para esse fim.

Assim, neste capítulo apresentam-se os materiais utilizados na composição das misturas de solo e cal, as especificações das misturas de solo argilo-siltoso modificado com cal e os métodos de laboratório. Também são apresentados os trechos experimentais em verdadeira grandeza, sua localização, características do meio físico, dimensionamento e ensaios para avaliação estrutural.

3.1. TRECHOS EXPERIMENTAIS

3.1.1. Localização dos Trechos Experimentais de Pavimento

Dois pavimentos experimentais em verdadeira grandeza (TEP) foram construídos no entorno de Cebollatí, norte do Departamento de Rocha, como é mostrado na Figura 3.1, onde também é indicado o local de extração do solo utilizado na construção das camadas de solo-cal desses pavimentos.

O primeiro trecho experimental (TEP1) foi construído no dia 17 abril de 2008 numa estrada localizada ao sul da localidade de Cebollatí. O trecho experimental de 100 m de comprimento foi dividido em dois segmentos de 50 m de comprimento cada um, sendo um deles construído com revestimento de solo silto-argiloso + 5% de cal (TEP1_{S5C}) e outro deles construído com revestimento de solo silto-argiloso + 3% de cal (TEP1_{S3C}). Também, o desempenho de um trecho da estrada com revestimento primário (prática

convencional na região), adjacente ao TEP1, foi monitorado por ser considerado como controle de desempenho (TC). As características do TEP1 com o Trecho de Controle são esquematizadas na Figura 3.2.



Figura 3.1. Localização dos trechos experimentais de pavimento em verdadeira grandeza

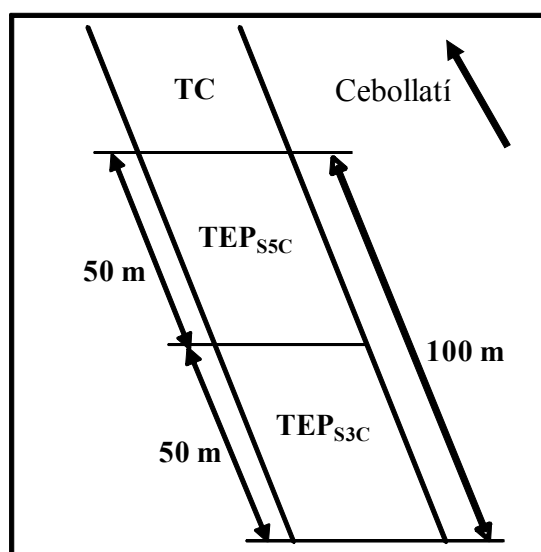


Figura 3.2. Esquema de conformação do primeiro trecho experimental de pavimento em verdadeira grandeza

Um segundo trecho experimental de pavimento (TEP2) de 100 m de comprimento foi construído no dia 3 de março de 2011 com um revestimento de solo silto-argiloso + 4% de cal, em uma estrada que liga Cebollatí com a Lagoa Mirim (Figura 3.1). A zona de implantação do TEP2 é urbanizada.

Ambos os TEP são transitados por caminhões carregados de arroz durante a safra, sendo essa a principal motivação para a seleção da localização dos TEP. Um cálculo aproximado da área de influência do TEP1 e do rendimento por hectare da cultura de arroz na região permite estimar que, em cada safra, são transportadas ao redor de 100000 t de arroz, por esse trecho.

Os caminhões mais comuns que transportam arroz na região são os denominados no Brasil de “caminhões pesados” (eixo simples com rodas simples na frente e eixos tandem duplo atrás), com capacidade de transporte de 11 t de arroz. Isto permite estimar um volume de tráfego de 9090 caminhões por safra transitando pelo TEP1, o que é equivalente a 9090 eixos simples dianteiros e mais outros 9090 eixos duplos traseiros de 17 t.

Segundo a Guia de Dimensionamento AASHTO 1993, 1 eixo simples com carga de 6 t equivale a 0,34 eixo simples de 8,2 t (ESAL) e 1 eixo duplo tandem com carga de 16,5 t equivale a 1,64 ESAL; portanto seriam uns 3094 ESAL de eixos dianteiros e uns 14929 ESAL de eixos traseiros os que circulam pelo TEP1 em cada safra, dando um total de 18000 ESAL por safra.

Além disso, deve considerar-se um número similar de caminhões que circulam vazios até as zonas de cultura de arroz. Para o caso tem-se um número similar de ESAL de eixos dianteiros, mas a carga dos eixos tandem duplos traseiros é de 6 t por estarem descarregados os caminhões. O fator de equivalência de um eixo duplo tandem com carga de 6 t é, segundo a Guia de Dimensionamento AASHTO 1993 de 0,022, o que daria 200 ESAL de eixos traseiros e um total de 3600 ESAL de caminhões vazios por safra de arroz.

A safra de arroz na região dura cerca de 4 meses, entre fevereiro e abril. Um número considerável de caminhões circula durante a época de plantio de arroz (na primavera), quando são transportados as sementes e produtos fertilizantes. Este tráfego deve ser adicionado à estimativa realizada. Uma estimativa do lado da segurança seria multiplicar o número total de ESAL de caminhões carregados de arroz e de caminhões vazios por um fator de 1,2. Deste modo pode-se estimar em 26000 ESAL transitando por ano no TEP1.

No entanto, pelo TEP2 são transportadas cerca de 42000 t de arroz por safra, o que equivale a 3818 caminhões e, fazendo a mesmas equivalências estimadas para o TEP1, um total de 8900 ESAL de caminhões carregados e vazios por safra. Aplicando o mesmo fator de 1,2 para considerar o tráfego na época de plantio, é possível estimar um total de 10100 ESAL por ano para o TEP2.

Cebollatí localiza-se na proximidade do Rio Cebollatí e da Lagoa Mirim, na chamada Bacia da Lagoa Mirim (Figura 3.1), caracterizada por planícies de alagamento e banhados que possibilitaram a deposição de sedimentos, basicamente finos, de considerável espessura.

A bacia sedimentar da Lagoa Mirim foi gerada durante o processo da separação da America do Sul da África no Cretáceo inferior. A Figura 3.3 mostra a Geologia da região de Cebollatí, incluindo a cidade de Lascano por ser o sítio de extração dos materiais atualmente usados nas estradas na região de implantação dos TEP.

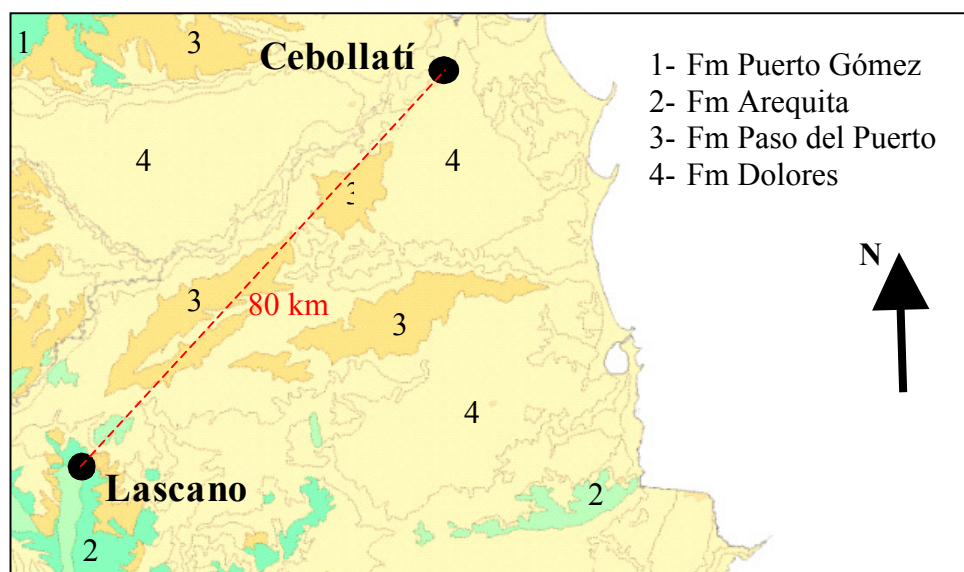


Figura 3.3. Geologia da região de Cebollatí

Segundo Preciozzi et al. (1985) as rochas mais antigas da bacia são a Formação Puerto Gómez (basaltos vesiculares associados a derrames subaquáticos e andesitos) e a Formação Arequita, constituída por riolitos, dacitos e traquitos, gerados durante os pulsos magmáticos iniciais da ruptura do Gondwana e geração do Oceano Atlântico. Estas formações afloram a 80 km da região de estudo, próximo da localidade de Lascano. Considerando uma área de 30 km de raio com epicentro em Cebollatí, são

identificadas formações geológicas do Terciário e Quaternário. No final do Terciário e início do Quaternário depositaram-se areias e arenitos finos até conglomerados da Formação Paso del Puerto. São depósitos de ambientes fluviais de eventos de enxurradas, existindo níveis argilosos e areias-argilosas de cores brancas a cinza esverdeadas.

A Formação Dolores é composta por argila siltosa e silte argiloso, com baixo conteúdo de areia e pedregulho e conteúdo variável de carbonato de cálcio. Têm cores marrons a cinza esverdeadas e sua origem é continental associada às glaciações do Quaternário.

Nos cursos fluviais se pode encontrar a formação Villa Soriano, originada na última transgressão marinha do Holoceno, é caracterizada por sedimentos compostos por areias, médias a grosseiras, com presença de pedregulho e argilo-siltosos arenosos.

Depósitos atuais nos cursos fluviais da região estão compostos por areias finas a médias, com conteúdos variáveis de silte e argila, com matéria orgânica e cores cinza a marrom.

3.1.2. Dimensionamento dos Pavimentos Experimentais

Para conhecer a estrutura do pavimento existente nos sítios dos trechos experimentais, foram realizados furos com trado de concha antes da sua construção. No local do TEP1, constatou-se um pavimento constituído por uma camada de revestimento primário de material residual de riolito vermelho (saibro), sobre um subleito de solo silto-argiloso.

Tradicionalmente, na região os revestimentos primários são construídos com espessura de 10 cm, embora a espessura de camada medida nos furos foi de 7 cm. A redução de espessura pode se dever à penetração de parte do revestimento primário no subleito, causada quando a compactação e pelo intenso tráfego de caminhões durante a safra de arroz, e ao desgaste produzido pelo tráfego. Além disso, no sítio do TEP1 observou-se um permanente alagamento do terreno adjacente ao pavimento, devido à pequena declividade, o que causa que o subleito trabalhe permanentemente em condição saturada. Na Figura 3.4 se pode observar o estado da estrada previamente à construção do TEP1, assim como o alagamento lateral.

No sítio de construção do TEP2, embora se acreditasse que valetas de grande profundidade evitariam o alagamento total do pavimento existente, até o presente, as valetas estão com água permanentemente, o que permite supor que o subleito trabalha em condição permanente de saturação.



Figura 3.4. Estado do pavimento no local de construção do TEP1

Para aproveitar o pavimento existente, projetou-se construir sobre este um revestimento primário constituído por solo local silto-argiloso modificado com cal. Procurou-se, assim, melhorar o desempenho estrutural do pavimento não só pela construção da camada de solo-cal mais resistente e menos deformável que a camada de revestimento de pedregulho (saibro) existente, mas também pela diminuição das tensões transmitidas ao subleito, devido ao aumento da espessura total do pavimento. Além disso, procurou-se evitar o total alagamento da pista ao elevar a cota da superfície.

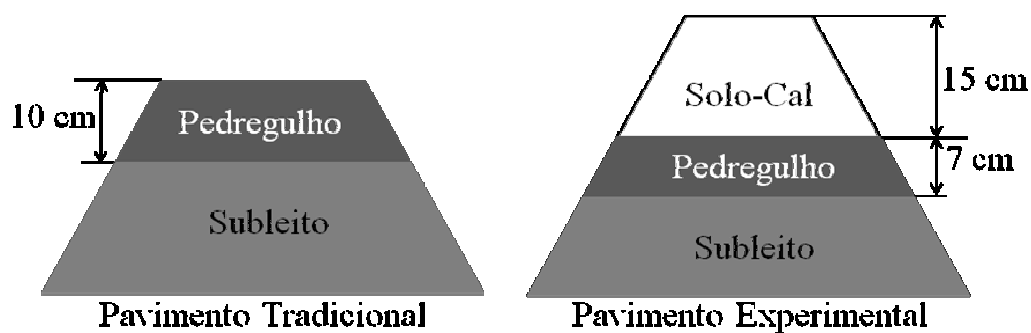


Figura 3.5. Seções transversais do pavimento tradicional e dos trechos experimentais

O *Plan de Caminería Rural* assinado entre o *Ministerio de Transporte y Obras Públicas* (MTOP) do Uruguai e a IDR, financia por parte do MTOP a reconstrução de camadas de base de até 10 cm de espessura. Devido às restrições orçamentárias impostas pelo *Plan*, a espessura das camadas de solo-cal foi limitada a 15 cm. A Figura 3.5 esquematiza a seção transversal do pavimento dimensionado para os trechos experimentais e a do pavimento tradicional da região.

3.1.3. Dosagem da Mistura Solo-Cal

A dosagem da mistura de solo-cal para a camada de revestimento primário foi realizada mediante o método desenvolvido por Eades e Grim (1966), chamado de método do pH, e pelo método de Thompson (1966).

Segundo Eades e Grim (1966) o menor teor de cal que proporciona um valor de pH de 12,4 é o suficiente para estabilizar o solo. O método do pH foi realizado seguindo a Norma ASTM D 6276, consistindo das seguintes etapas:

- Adicionou-se 20 gf de solo seco ao ar, passante na peneira #40, no interior de sete recipientes plásticos com tampa rosca.
- Acrescentaram-se e misturaram-se teores de 0%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6% de cal, em relação ao peso do solo seco, e 100% de cal a cada recipiente.
- Acrescentaram-se 100 ml de água destilada aos recipientes com solo e cal.
- Cada recipiente foi agitado por 30 segundos, a cada 10 minutos, até completar a homogeneização.
- Após 1 hora, cada lama foi transferida para um recipiente plástico aberto e foi realizada a medida do pH com emprego de um potenciômetro com eletrodo de vidro, previamente calibrado com uma solução tampão de pH igual a 7.
- Registraram-se as medidas de pH de cada mistura solo-cal. O menor teor de cal que conduz para um pH de 12,4 foi adotado como o teor ótimo para estabilizar o solo.

O método de Thompson (1966) estabelece que o teor ótimo de cal para estabilizar um solo é aquele que proporciona uma RCS mínima de 345 kPa, após 48 horas de cura a uma temperatura de 48,9°C. Diante da dificuldade de contar com fornos capazes de

manter tal temperatura, adotou-se o procedimento proposto por Núñez (1991) como segue:

- Foram moldados corpos-de-prova do solo e de misturas de solo com 3%, 5%, 7% e 9% de cal.
- Os corpos-de-prova foram embalados em filme de PVC e curados em câmara úmida por 28 dias à temperatura ambiente.
- Logo após do tempo de cura, os corpos-de-prova foram submetidos a ensaios de RCS sem imersão.
- Analisou-se a evolução da resistência com o teor de cal, confrontado-a com o critério de reatividade (345 kPa) e se adotou como teor ótimo de cal para estabilizar o solo aquele que conduz ao primeiro valor de RCS superior a 345 kPa.

3.1.4. Ensaio de Compactação



Figura 3.6. Compactador mecânico da *Sección Geotécnica* da UdelaR

Os parâmetros de compactação das misturas de solo silto-argiloso e cal, $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$, foram determinados mediante ensaios de compactação na energia do Proctor Modificado, segundo a Norma AASHTO T180.

Os materiais foram compactados com um compactador mecânico marca ELE disponível na *Sección Geotécnica* da UdelaR, mostrado na Figura 3.6. Como o solo e as misturas de solo e cal são finos, foram utilizados moldes de 10 cm de diâmetro, compactando-se em 5 camadas com 25 golpes/camada. As misturas solo-cal foram compactadas imediatamente após a mistura.

3.1.5. Ensaio de Índice de Suporte Califórnia

Thompson (1975) salientou que o Índice de Suporte Califórnia (ISC) não é apropriado para caracterizar a resistência de solos estabilizados com cal, devido a que os valores de ISC para materiais cimentados podem ser superiores a 100%. Nesses casos é notório que o resultado do ensaio é de escasso significado prático. Contudo, se as reações pozolânicas não ocorrem, como no caso de amostras não curadas, o ISC pode servir como indicativo geral de resistência.

Apesar desse entendimento e como indicativo de ocorrência de reações pozolânicas e ganho de resistência, foram realizados ensaios de ISC para as misturas de solo e cal dosadas pelos métodos descritos em 3.1.3, seguindo a Norma AASHTO T193. Os corpos-de-prova das misturas de solo-cal foram compactados, imediatamente após a água ter sido acrescentada e o teor de umidade homogeneizado, em moldes metálicos cilíndricos de 15 cm de diâmetro aplicando energia dinâmica mediante o compactador mecânico da *Sección Geotécnica* da UdelaR.

Três energias de compactação foram utilizadas: 12 golpes/camada, 25 golpes/camada e 56 golpes/camada; correspondendo esta última ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio na energia Proctor modificada. Os três corpos-de-prova foram compactados com teor de umidade ótimo ($w_{ót}$) do ensaio Proctor modificado correspondente a cada mistura de solo com cal. Após a compactação, as misturas de solo-cal com os moldes foram envelopadas em filme de PVC e armazenadas em sacos plásticos, e mantidos em câmara úmida durante 28 dias a temperatura ambiente.

Depois dos 28 dias de cura, as amostras de solo-cal foram submersas em água potável por 96 horas.

Os ensaios foram realizados com emprego de prensa pneumática da *Sección Geotécnica* da UdelaR, com pistão cilíndrico de $19,4 \text{ cm}^2$ de seção transversal e velocidade de deformação controlada até a penetração de 12,7 mm (0,5 polegadas) na amostra.

3.1.6. Ensaio de Durabilidade

Ensaio de durabilidade foram realizados nas misturas de solo-cal ótimas aplicando-se o método Iowa (Hoover et al., 1958), o qual avalia a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem, medindo-se a queda de resistência. Como verificação, mais dois teores de cal foram considerados: 7% e 9%.

Seis corpos-de-prova de 7,65 cm de altura e 3,72 cm de diâmetro foram moldados para cada mistura de solo-cal. Os corpos-de-prova foram compactados mediante o sistema Mini-Harvard (Figura 3.7), em moldes tripartidos, em três camadas, de forma a atingir o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ pretendido. O sistema de compactação Mini-Harvard consiste na aplicação por amassamento de energia regulada através de uma mola. O cabeçote da mola tem um diâmetro 3,72 cm. O número de camadas e a energia de amassamento aplicada por camada são definidos mediante uma calibração inicial, de modo a obter o γ_d procurado. Para o caso, a compactação foi realizada em 3 camadas com 9 aplicações da mola por camada.

Os corpos-de-prova foram compactados imediatamente após a água ter sido acrescentada e o teor de umidade homogeneizado. Depois de compactados, os corpos-de-prova foram retirados dos moldes, pesados e medidos com precisão de 0,01 gf e 0,01 cm, respectivamente, e envelopados em filme de PVC e armazenados em câmara úmida a temperatura ambiente por 28 dias.

Logo após a cura, 3 corpos-de-prova de cada mistura foram submetidos a 12 ciclos de molhagem e secagem. Cada ciclo compreendeu um período de 48 horas, sendo 24 de imersão em água potável e 24 de secagem ao ar. Os 3 corpos-de-prova foram inicialmente imersos em água. Os outros 3 corpos-de-prova de cada mistura foram armazenados em sacos plásticos na câmara úmida durante os 12 ciclos. Após os ciclos, tanto os corpos-de-prova submetidos a ciclos como aqueles não submetidos a ciclos

foram ensaiados à resistência à compressão simples para a condição de teor umidade de compactação inicial.



Figura 3.7. Sistema de compactação Mini-Harvard

A durabilidade assim medida é caracterizada pelo quociente de resistência (Q_r), definido pela equação 3.1.

$$Q_r (\%) = \frac{RCS_{cs}}{RCS_{ss}} \quad (3.1)$$

onde:

RCS_{cs} : Resistência à compressão simples dos corpos-de-prova submetidos a ciclos

RCS_{ss} : Resistência à compressão simples dos corpos-de-prova não submetidos a ciclos

Marcon (1977) admitiu que quando essa relação for superior a 80% pode-se considerar que o material apresentará boa durabilidade.

3.1.7. Procedimento Construtivo dos Trechos Experimentais

Os procedimentos construtivos dos trechos experimentais de pavimento deviam ser de baixo custo para serem competitivos com o método de construção dos pavimentos

tradicionais e levar em conta as restrições orçamentárias da IDR. Além, devia adotar-se um método de construção com uso da maquinaria disponível na região.

Portanto, foi definido o chamado método artesanal para a adição e a mistura da cal. Após a distribuição do solo secado ao ar, colocavam-se sacos de cal convenientemente distribuídos, de modo de garantir da melhor forma possível, a homogeneidade do teor de cal em todo o trecho.

Para tal, em função do teor de cal e o volume total compactado da camada de revestimento primário de solo-cal dos TEP, foi calculado o peso de cal a ser acrescentado por metro quadrado de pista. Em função do peso de cal em cada saco, foi determinada a área a abranger com cada saco de cal e o número total de sacos de cal a serem usados.

Uma vez colocados os sacos de cal sobre a superfície da rodovia, os mesmos foram manualmente rasgados e a cal foi distribuída, manualmente primeiro e depois com maquinaria. Logo após, foi adicionada a água e finalmente a camada foi compactada.

3.1.8. Controle de Construção dos Pavimentos Experimentais

O controle de construção das camadas de solo-cal foi realizado mediante a determinação do γ_d e do teor de umidade imediatamente após a construção.

O γ_d foi determinado mediante ensaios de controle de compactação in situ pelo método do frasco de areia, segundo a Norma ASTM D 1556. Furos de 10 cm de diâmetro e 15 cm de profundidade foram realizados manualmente nas camadas de solo-cal e o material removido armazenado em sacos plásticos. Logo após, 5 kg de areia com peso específico aparente seco conhecido foi colocada no recipiente e vertida no furo por queda livre através do cone, até preencher completamente o volume do furo e do cone. A areia calibrada remanescente no recipiente foi armazenada em saco plástico e pesada no laboratório numa balança com precisão de 0,01 gf. O volume do furo foi determinado como:

$$V_F = \frac{P_i - P_f}{\gamma_{\text{areia}}} - V_c \quad (3.2)$$

onde:

V_F : Volume do furo

P_i = Peso inicial de areia calibrada

P_f = Peso final de areia calibrada

γ_{areia} = Peso específico aparente seco da areia

V_c = Volume do funil

O peso específico aparente seco do material compactado é determinado como:

$$\gamma_d = \frac{P_{sm}}{V_F} \quad (3.3)$$

Sendo P_{sm} o peso seco do material removido do furo.

O teor de umidade foi determinado nas amostras de material extraídas nos ensaios de densidade in situ, de acordo com a Norma ASTM D 2216. O solo, uma vez removido do furo, foi armazenado em sacos plásticos e transportado ao laboratório. O peso úmido do solo foi medido numa balança digital com precisão de 0,01 gf e, imediatamente após, o solo foi secado num forno por 24 h a uma temperatura entre 105°C e 110°C. Finalmente foi determinado o peso seco do solo na balança digital com precisão de 0,01 gf.

3.1.9. Medidas de Deflexão

Para avaliar a capacidade estrutural dos TEP fizeram-se medidas de deflexões com Viga Benkelman, conforme descrito na Norma DNER-ME 024/94. Foi utilizada uma Viga Benkelman com relação de braço de alavanca 2:1 e extensômetro com precisão de 0,01 mm, disponível na *Sección Geotécnica* da UdelaR (Figura 3.8).

As deflexões foram induzidas mediante caminhões de eixo traseiro simples e rodas duplas, carregado com 8,2 toneladas e com uma pressão de pneus de 80 psi (560 kPa). Uma vez colocado o caminhão no ponto inicial, a Viga Benkelman foi instalada entre as rodas duplas. Logo após, permitiu-se o deslocamento do caminhão a uma velocidade de 3 km/h e fizeram-se leituras da deflexão máxima e de deflexões correspondentes a deslocamentos do caminhão de 2,5 m, 3,7 m, 5,0 m e superior de 9 m.



Figura 3.8. Levantamentos deflectométricos com Viga Benkelman

3.2. MÉTODOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.2.1. Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de resistência à compressão simples do solo e das misturas de solo modificado com cal foram conduzidos conforme a Norma AASHTO T208. Os corpos-de-prova das misturas solo-cal foram compactados imediatamente após acrescentada a água e homogeneizado o teor de umidade. A compactação das amostras foi realizada mediante o sistema Mini-Harvard de amassamento em moldes metálicos tripartidos de 7,65 cm de altura e 3,72 cm de diâmetro interno. Os corpos-de-prova foram compactados em 3 camadas com 12 aplicações do soquete calibrado para obter o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do Proctor Modificado. Tanto para o solo quanto para as misturas solo-cal, os corpos-de-prova foram moldados em triplicata.

Os corpos-de-prova do solo foram retirados do molde e ensaiados imediatamente após compactados e os das misturas de solo-cal foram retirados do molde e ensaiados logo após o correspondente tempo de cura.

Os ensaios foram realizados na prensa com anel dinamométrico de capacidade máxima de 50 kN da *Sección Geotécnica* da UdelaR, com velocidade de deformação controlada de 0,25 mm/min. As leituras de deformação axial foram feitas com extensômetro com precisão de 0,001 inch. Realizaram-se leituras de carga para intervalos fixos de deformação axial, sendo conduzidos os ensaios até se atingir a resistência de pico.

3.2.2. Resistência à Tração na Compressão Diametral

Ensaio de resistência à tração na compressão diametral foram realizados nas misturas de solo-cal de acordo com o método DNIT-ME 136/2010. Os corpos-de-prova foram compactados utilizando o método dinâmico de compactação do ensaio Proctor na energia modificada em moldes metálicos cilíndricos de 10 cm de diâmetro interno, imediatamente após acrescentada a água e homogeneizado o teor de umidade. Discos espaçadores metálicos foram colocados no fundo do molde de modo a se obter corpos-de-prova com a altura recomendada pela Norma, que para o caso foi de 6,06 cm. Foi utilizado o compactador mecânico da *Sección Geotécnica* da Udelar com energia dinâmica, compactando-se em 3 camadas, com 56 golpes/camada de modo de atingir o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio Proctor na energia modificada. Para todas as combinações de solo-cal, os corpos-de-prova foram moldados em triplicata.

Os corpos-de-prova de solo foram retirados do molde e ensaiados imediatamente após compactados e os das misturas de solo-cal foram retirados do molde e ensaiados logo após o correspondente tempo de cura.

Os ensaios foram realizados na prensa com anel dinamométrico de capacidade máxima de 50 kN da *Sección Geotécnica* da Udelar, sendo que o carregamento foi distribuído através de frisos curvos. Os ensaios foram conduzidos com velocidade de deformação controlada de 0,25 mm/min até a ruptura por tração. A resistência à tração foi calculada mediante a equação 3.4 (Fonte: DNIT-ME 136/2010).

$$RT = \frac{2 \times F}{100 \times \pi \times D \times h} \quad (3.4)$$

onde:

RT: Resistência à tração na compressão diametral (MPa)

F: Força aplicada (N)

D: Diâmetro do corpo-de-prova (cm)

h: Altura do corpo-de-prova (cm)

3.2.3. Ensaio de Módulo de Resiliência

O comportamento resiliente do solo e das misturas solo-cal foi analisado mediante ensaios de carga repetida na compressão triaxial com uso do equipamento construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR como uns dos objetivos principais da presente tese.

Os corpos-de-prova de solo e de solo-cal foram compactados imediatamente após acrescentada a água e homogeneizado o teor de umidade, em molde metálico cilíndrico tripartido de 10,1 cm de diâmetro interior e 20,2 cm de altura mediante o método dinâmico de compactação do ensaio Proctor (Figura 3.9).



Figura 3.9. Molde de compactação de corpos-de-prova para ensaios de carga repetida na compressão triaxial

Foram utilizadas duas energias de compactação, sendo para ambos os casos adicionado o $w_{ót}$ do ensaio Proctor na energia modificada. Este procedimento visou levar em conta a possível variabilidade do γ_d in situ, devida à diferença entre o método de compactação de laboratório (dinâmico) com o de campo (amassamento por rolo), o peso do rolo compactador e o número de passadas com o rolo.

A compactação de laboratório para a energia modificada foi realizada em 5 camadas com 25 golpes/camada de soquete de 4,54 kgf de peso e queda livre de 457 mm. No entanto, para a energia normal foi executada em 3 camadas com 25 golpes/camada de soquete de 2,25 kgf de peso e queda livre de 305 mm. Tanto para o solo quanto para as misturas solo-cal, os corpos-de-prova foram moldados em triplicata.

Os corpos-de-prova do solo foram retirados do molde e ensaiados imediatamente após compactados e os das misturas de solo-cal foram retirados do molde e ensaiados logo após o correspondente tempo de cura.

Para a execução dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial com o equipamento da *Sección Geotécnica* da UdelaR foi adotado o método AASHTO TP 46-97. O mesmo consiste na aplicação de um estado pré-fixado de tensões principais nos planos vertical e horizontal, ao longo do ensaio. A tensão principal maior (σ_1) é aplicada no sentido vertical e a tensão principal menor (σ_3) é aplicada no plano horizontal. A tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) representa a carga de tráfego, e é aplicada em ciclos de 1 Hz de frequência (1 ciclo/s). O tempo de pulso é de 0,1 s e os restantes 0,9 são de repouso.

Inicialmente, os corpos-de-prova foram protegidos externamente mediante a colocação de uma membrana de látex e depois colocados na prensa. Montou-se a câmara na prensa, foi aberta a válvula de entrada de ar na câmara e fechada a válvula de saída de ar da câmara. O método AASHTO TP 46-97 estabelece um procedimento de ensaio que se divide em uma fase de condicionamento inicial, seguida de sequências definidas por uma combinação de tensão de confinamento (σ_3) e de tensão desvio (σ_d).

São definidos 3 procedimentos em função do tipo de material: subleitos de solos finos (Procedimento II), subleitos de materiais granulares (Procedimento IIb) e materiais de base/sub-base (Procedimento Ia). Para esta pesquisa, na qual se visou o comportamento do material de solo-cal como revestimento primário, deveria ter-se adotado o Procedimento Ia. Entretanto, como só se dispunha de transdutores de pressão para a faixa de tensões do Procedimento II, este acabou sendo o procedimento utilizado na pesquisa. A Tabela 3.1 apresenta os estados de tensões aplicados nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial do solo e das misturas solo-cal; onde a Sequência 0 corresponde ao condicionamento inicial.

Para manter um perfeito contato entre o cabeçote de carga e o corpo-de-prova, o método AASHTO TP 46-97 estabelece a necessidade de aplicar-se uma carga vertical permanente, chamada de tensão de contato. Esta inclui o peso do cabeçote e do pistão de carga. Foi difícil programar esta carga no equipamento construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR, devido à sua pequena magnitude, que é da ordem dos ruídos que afetam as leituras das células de carga. Além disso, a magnitude da tensão de contato é da mesma ordem do peso do cabeçote e do pistão no equipamento construído, razão pela qual esta tensão de contato foi desconsiderada nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados nesta pesquisa.

Tabela 3.1. Estado de tensões aplicados nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados

Sequência	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Ciclos (N°)
0	27,6	48,3	1000
1	55,2	27,6	100
2	41,4	27,6	100
3	27,6	27,6	100
4	13,8	27,6	100
5	55,2	48,3	100
6	41,4	48,3	100
7	27,6	48,3	100
8	13,8	48,3	100
9	55,2	69,0	100
10	41,4	69,0	100
11	27,6	69,0	100
12	13,8	69,0	100
13	55,2	96,6	100
14	41,4	96,6	100
15	27,6	96,6	100
16	13,8	96,6	100

Para cada sequência foi medida σ_d mediante células de carga e o deslocamento vertical com LVDT. No entanto a magnitude de σ_3 foi controlada mediante um transdutor de pressões comandado por software. Para cada sequência de carregamentos foram registrados pelo software os últimos 5 valores de tensão desvio e deslocamento para o cálculo do M_r , adotando-se o valor médio destes últimos 5 registros.

Quando foram completadas as sequências, foi aliviada a pressão do ar da câmara abrindo a válvula correspondente de modo a reduzir σ_3 a zero antes de ser retirado o corpo-de-prova da prensa.

3.2.4. Ensaios de Fadiga

A análise de vida de fadiga de misturas de solo-cal foi realizada através de ensaios de fadiga por tração na compressão diametral, realizados no Laboratório de Pavimentação (LPAV) da Universidade Federal de Rio Grande do Sul (UFRGS).

Os corpos-de-prova foram compactados mecanicamente em moldes metálicos cilíndricos de 10 cm de diâmetro interno, imediatamente após o acréscimo da água e homogeneização do teor de umidade. A compactação dinâmica foi realizada na *Sección Geotécnica* da UdelaR. Discos espaçadores metálicos foram colocados no fundo do molde de modo a se obter corpos-de-prova com altura adequada ao diâmetro, que para o caso foi de 6,24 cm.

A compactação dos corpos-de-prova foi realizada em 3 camadas, com 56 golpes/camada para atingir o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio Proctor na energia Modificado. A cura foi realizada na câmara úmida da Sección Geotécnica da UdelaR e, uma vez completado o tempo de cura, os corpos-de-prova de cada material foram estocados cuidadosamente numa caixa (Figura 3.10) para seu transporte até o LAPAV/UFRGS. Para cada mistura e tempo de cura foram compactados 10 corpos-de-prova.



Figura 3.10. Sistema para transporte dos corpos-de-prova para os ensaios de fadiga

Como a vida de fadiga é correlacionada com a deformação específica de extensão (tração) inicial, antes da instalação dos corpos-de-prova na prensa de carga diametral cíclica do LAPAV, foi necessária a colocação de LVDT.

Inicialmente procurou-se utilizar o sistema de leituras de deslocamento horizontal no terço médio do corpo-de-prova, sistema utilizado nos ensaios de carga repetida de tração na compressão diametral de misturas asfálticas, no qual as peças metálicas são coladas com uma cola especial. O sistema de colagem das peças nos corpos-de-prova de

solo-cal mostrou-se pouco eficiente, sendo que as peças decolavam-se quando o LVDT era colocado ou quando o corpo-de-prova era colocado na prensa. Em poucas vezes conseguiu-se manter aderidas as peças ao corpo-de-prova, contudo, sendo fraca a cola, estas se deslocavam quando aplicada a carga, introduzindo erros nas leituras de deslocamento, particularmente com o material S3C com 28 dias de cura.

O sistema de leitura de deslocamentos horizontais foi mudado para o chamado sistema de leitura externa, onde o LVDT é fixado num suporte que é fixado radialmente no corpo-de-prova, como é mostrado na Figura 3.11. A ponta do LVDT estava apoiada na face lateral do corpo-de-prova.



Figura 3.11. Sistema de leitura externa de deslocamento horizontal do ensaio de fadiga

O maior risco deste sistema é que pode ser danificado se o corpo-de-prova rompe, sendo a ruptura à tração de solo-cal muito frágil, sem prévio aviso. Para evitar este problema, foram determinadas correlações entre a tensão cíclica aplicada e a deformação inicial, utilizando alguns dos corpos-de-prova preparados, iniciando com um nível baixo de tensão (da ordem de 15% da RT monotônica) e aumentando gradualmente o nível de tensão.

Uma vez posicionado o sistema de leitura externa de deslocamento horizontal, o corpo-de-prova era colocado na prensa, onde se realizava a fase de condicionamento inicial de 50 ciclos, a partir do qual um software registrava as últimas 5 leituras de deformação de cada 10 ciclos. A deformação inicial foi a média de três leituras realizadas a cada 10 ciclos após a fase de condicionamento, isto é para 60, 70 e 80 ciclos.

Também foi registrado pelo software o valor real da tensão cíclica, sendo calculado o M_r inicial à tração dos materiais de solo-cal ensaiados. O valor de M_r foi correlacionado com o nível de tensão cíclica aplicado.

Os ensaios de fadiga por compressão diametral foram realizados no modo de tensão controlada, mantendo constante para cada corpo-de-prova um nível de tensão cíclica. O nível de tensão cíclica aplicada foi determinado como uma razão com a RT das misturas solo-cal.

A Figura 3.12a mostra a prensa de carga diametral cíclica onde foram ensaiados à fadiga os corpos-de-prova de solo-cal. Uma vez colocado o corpo-de-prova na prensa, o nível de tensão foi fixado mediante um manômetro regulador da pressão de ar (Figura 3.12b). Aplicaram-se ciclos de carga com frequência de 1 Hz com um pulso de carga de tipo semi-seno-verso de 0,1 s e 0,9 s de repouso, controlado por um temporizador.

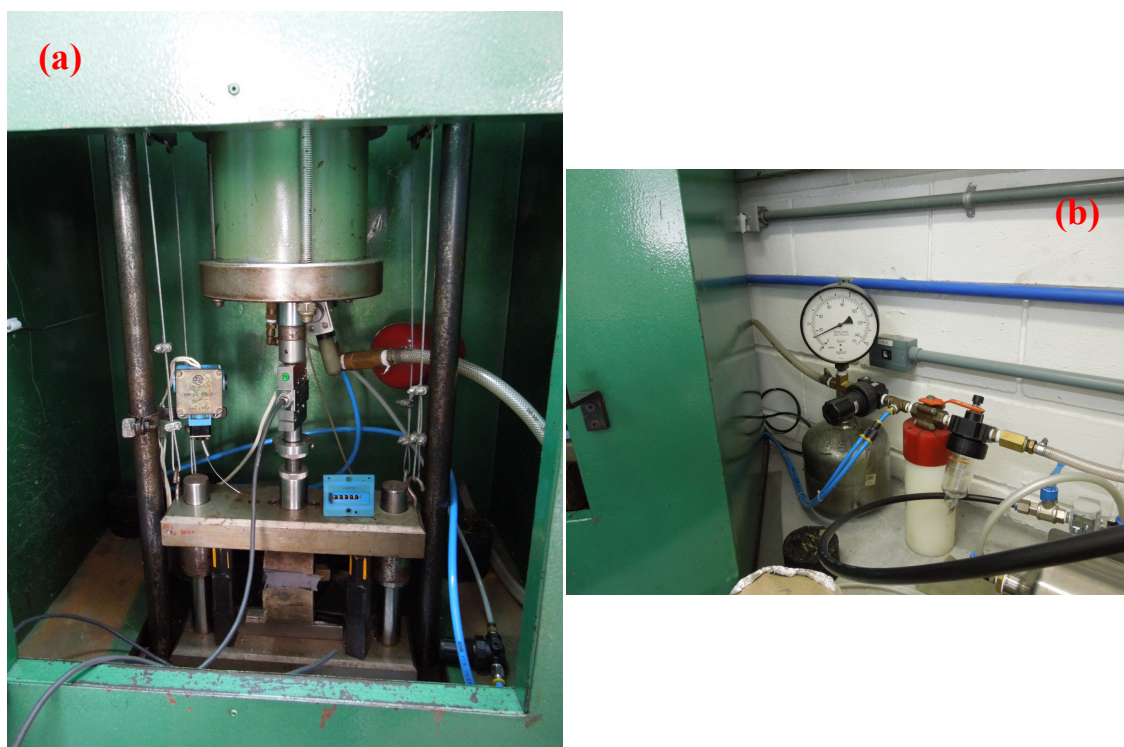


Figura 3.12. Prensa de ensaios de fadiga do LAPAV/UFRGS

O mesmo temporizador registrou o número de ciclos. O ensaio foi executado até a ruptura do corpo-de-prova ou até atingir um número admissível de 10^6 ciclos, sendo considerado o número de ciclos à ruptura como a vida de fadiga (N) do material para um nível de tensão dado.

3.3. MATERIAIS UTILIZADOS

3.3.1. Solo

O solo utilizado na pesquisa deveria ser extraído o mais próximo possível dos locais de construção dos TEP, de modo a racionalizar ao máximo os custos de transporte de material. Para poder comparar resultados, o mesmo solo foi utilizado nos estudos de campo e de laboratório.

O solo foi coletado de um local da área suburbana da Cidade de Cebollatí, para o norte desta, como é mostrado na Figura 3.13. O maior motivo da seleção do local foi a existência de um acúmulo de grande volume de solo da escavação de um canal de irrigação, o que permitiria sua extração com pouca energia. O local de coleta selecionado está a 3,5 km de distância do TEP1 e a 1,7 km de distância do TEP2.

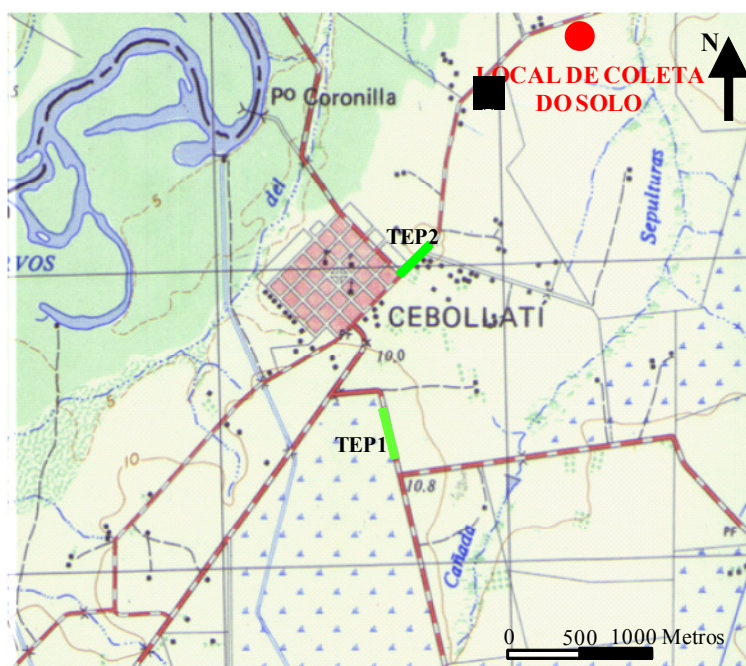


Figura 3.13. Local de coleta do solo utilizado na pesquisa

A condição do local de coleta do solo, assim como as características visuais do solo é mostrada na Figura 3.14. O solo depositado é heterogêneo devido a que o perfil de solo na escavação do canal de irrigação apresentava dois níveis, como se observa na Figura 3.15. Observa-se um horizonte nível superficial de solo fino marrom, seguido de outro horizonte de solo arenoso com abundantes finos e presença de carbonato de cálcio. A

heterogeneidade do depósito de solo seria uma variável não desejada na pesquisa, porém, sendo a característica dos perfis de solos da região, decidiu-se aceitar esse solo.



Figura 3.14. Tipo de solo amostrado



Figura 3.15. Perfil de solo estudado no canal de irrigação

Durante a pesquisa foram realizadas 2 coletas no depósito do canal de irrigação. A primeira coleta foi realizada em agosto de 2007 na fase de projeto do TEP1 (Solo 1) e a segunda coleta foi realizada em agosto de 2011 para a realização dos ensaios de laboratório da pesquisa (Solo 2). Ambas as amostras de solo coletadas foram caracterizadas mediante ensaios de distribuição granulométrica e limites de plasticidade e liquidez. Na Figura 3.16 são mostradas as curvas granulométricas das duas amostras

de solo fino e na Tabela 3.2 são resumidos os valores que caracterizam a distribuição granulométrica, os limites de consistência e a classificação das amostras segundo os sistemas do SUCS e da AASHTO.

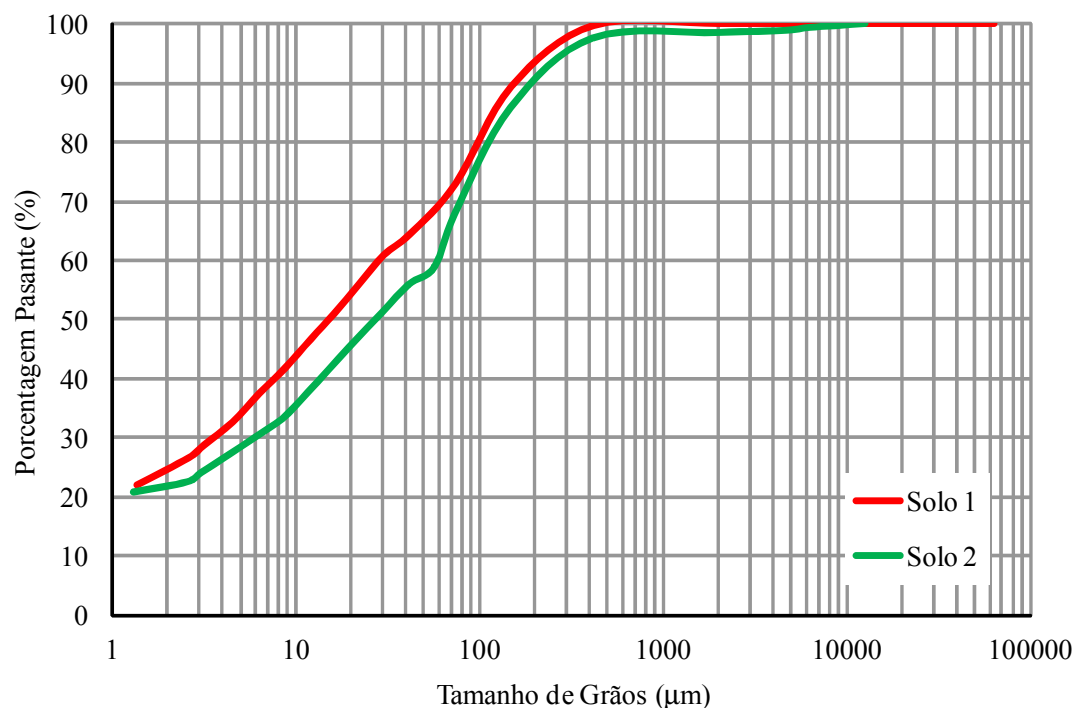


Figura 3.16. Distribuição granulométrica dos solos empregados na pesquisa

Tabela 3.2. Características físicas e mecânicas do solo estudado

	Solo 1	Solo 2
Passante na #200 (%)	73,0	67,8
Areia (%)	27,0	32,2
Silte (%)	48,6	46,0
Argila (%)	24,4	21,8
Limite de Liquidez (%)	28	51
Limite de Plasticidade (%)	14	19
Índice de Plasticidade (%)	14	32
Atividade Coloidal de Skempton	0,6	1,5
Classificação SUCS	CL	CH
Classificação AASHTO	A-6 (8)	A-7-6 (20)
Gravidade Específica	2,75	---
Peso Específico Seco Máximo (kN/m^3)	17,6	18,7
Teor de Umidade Ótima (%)	16,5	12,0
ISC (%)	8	11

A distribuição granulométrica das duas amostras é muito similar, sendo a variabilidade da mesma ordem da heterogeneidade dos materiais naturais. São solos finos, com uma porcentagem passante pela peneira #200 da ordem de 70%.

A areia é praticamente fina (30% do total no Solo 2 e 26,7% do total no Solo 1 são de fração areia fina). Portanto, o solo da pesquisa pode ser definido granulometricamente como um silte argiloso com considerável conteúdo de areia fina.

Para determinar o tipo de argilo-mineral presente na fração fina do solo foram realizados ensaios de determinação de capacidade de troca catiônica (CTC) pela técnica de azul de metileno na *Sección Geotécnica* da UdelaR e difratogramas de raios X do Solo 2 no *Instituto de Física* da UdelaR. O CTC determinado para o Solo 2 foi de 68 cmol/kg, estando este valor abaixo do limite inferior correspondente a esmectita (80 cmol/kg) e acima do limite superior correspondente a ilita (40 cmol/kg). Este resultado indicaria a presença de ambos os tipos de argilo-mineral no solo pesquisado.

A conclusão é verificada no difratograma de raios X do Solo 2 apresentado na Figura 3.17, onde são observados picos típicos de ilita e esmectita, embora, os picos deste último argilo-mineral não esteja bem definido. Além disso, no difratograma de raios X são observados picos típicos de caulinita. Portanto, os principais argilo-minerais presentes na fração fina do solo são esmectita, ilita e caulinita.

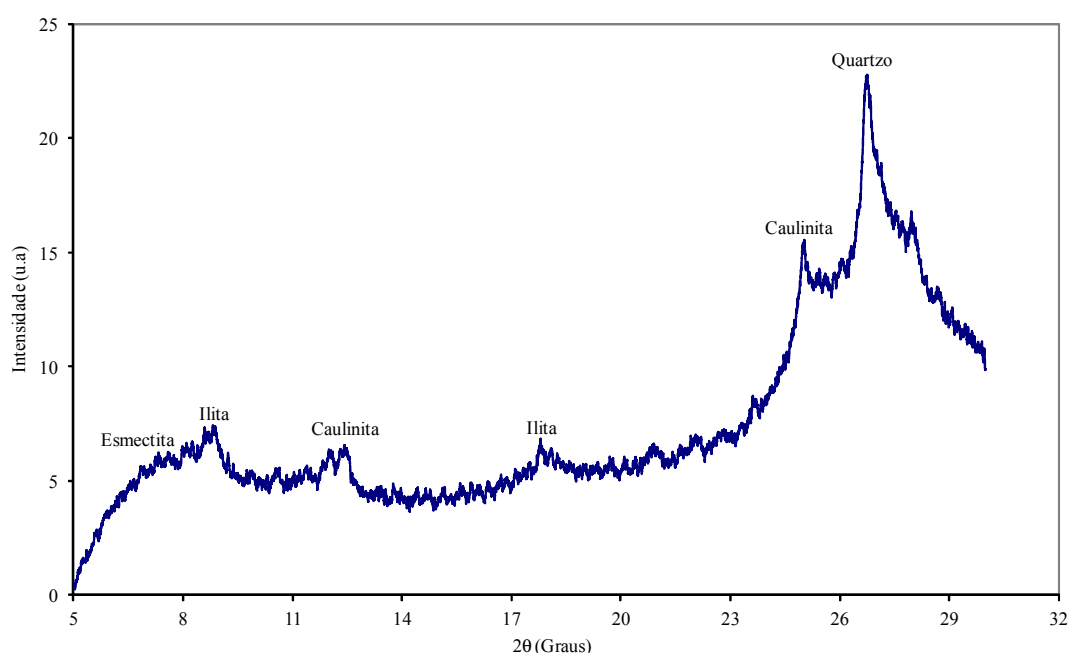


Figura 3.17. Difratograma de raios X do Solo 2

Da Tabela 3.2 se podem observar diferenças consideráveis nas propriedades de plasticidade de ambas as amostras de solo. O LL do Solo 2 é bem maior do que o LL do Solo 1 (51% e 28% respectivamente), sendo mais similares os LP (19% no Solo 2 contra 14% no Solo 1). Isto faz com que o IP fosse maior no Solo 2 do que no Solo 1 (32% contra 14%, respectivamente).

A plasticidade do solo da pesquisa é variável de média a alta, o que se deve à variação dos teores dos argilo-minerais presentes da fração fina do solo (esmectita, illita e caulinita).

A diferença no LL é a principal causa da diferença na classificação das amostras testadas, sendo o Solo 1 classificado segundo o SUCS como uma argila de baixa compressibilidade (CL), no entanto, o Solo 2 é classificado como uma argila de alta compressibilidade (CH). Dos resultados obtidos na caracterização das amostras de solo do depósito do canal de irrigação é possível concluir que o solo seria ruim como camada de pavimento, sendo potencialmente estabilizável com cal.

A heterogeneidade na plasticidade do solo pode conduzir a uma variabilidade nas reações pozolânicas deste com a cal e, portanto, pode afetar a homogeneidade das camadas de revestimento de solo-cal a serem construídas nesta pesquisa.

Para uma completa caracterização do solo foram determinados os parâmetros ótimos de compactação na energia modificada, o ISC, a resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral. Os parâmetros característicos de compactação ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$) e os valores de ISC correspondentes ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ são apresentados na Tabela 3.2.

As curvas de compactação são mostradas na Figura 3.18, onde se pode observar que o comportamento do γ_d em função do teor de umidade é o normalmente esperado para um solo silto-argiloso de plasticidade média a alta. No entanto, os valores de γ_d para qualquer teor de umidade são maiores no Solo 2 do que no Solo 1. O teor de umidade ótima ($w_{\acute{o}t}$) de compactação do Solo 1 (16,5%) é significativamente maior do que o do Solo 2 (12%).

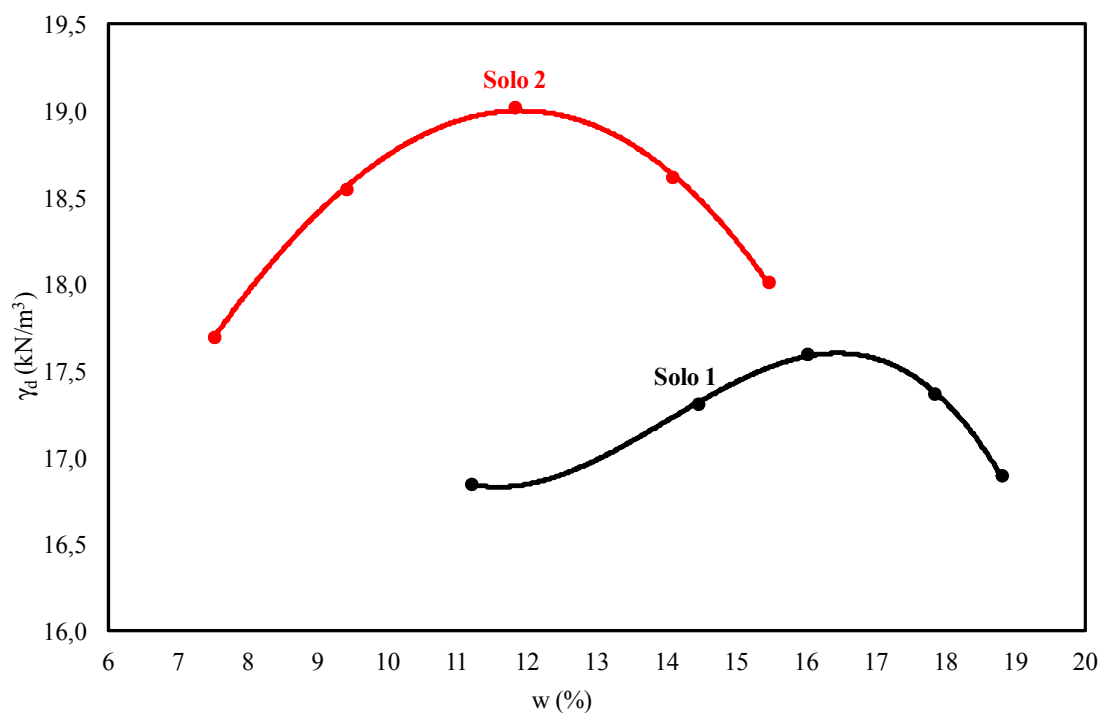


Figura 3.18. Curvas de compactação dos solos na energia modificada

O valor do ISC é baixo para emprego como camada de base ou sub-base de pavimento e pouco sensível com a energia de compactação, como se observa na Figura 3.19.

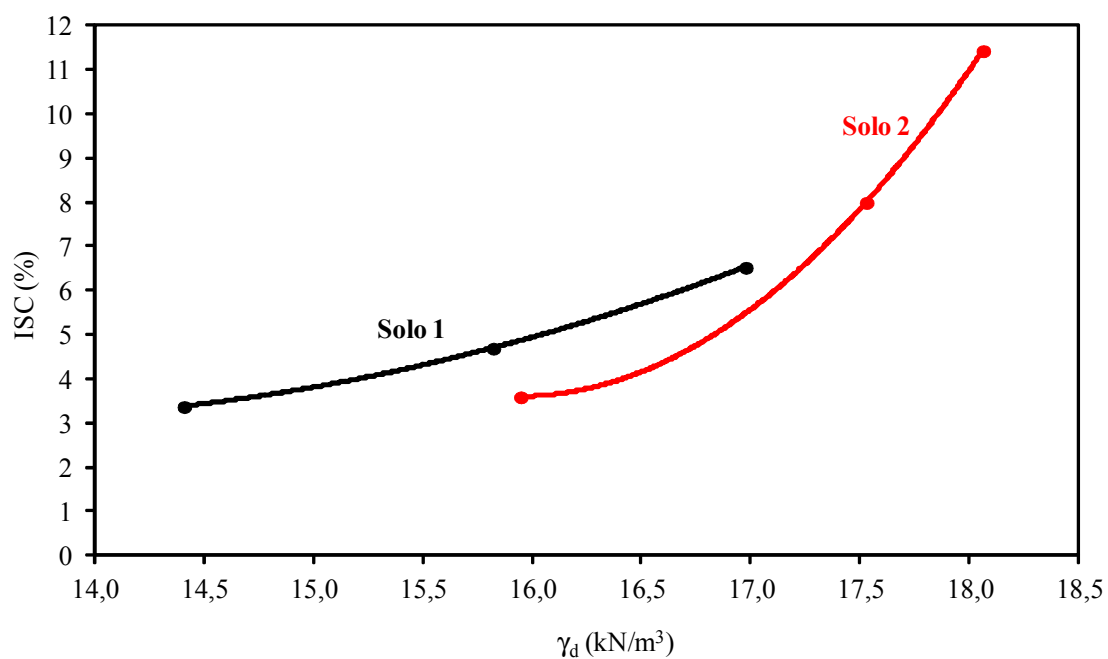


Figura 3.19. ISC do solo em função do peso específico aparente seco

As condições iniciais dos corpos-de-prova, quanto ao teor de umidade (w), peso específico aparente seco (γ_d), grau de compactação (GC), índice de vazios (e) e grau de saturação (S), e os valores de RCS, resultantes dos ensaios de resistência à compressão simples realizados para o Solo 1 e Solo 2, são apresentados na Tabela 3.3.

Os pesos específicos aparentes secos (γ_d) dos corpos-de-prova do Solo 2 foram maiores do que os do Solo 1, resultando em um índice de vazios (e) médio inferior para o Solo 2 do que para o Solo 1. Como consequência, o grau de saturação (S) médio do Solo 2 foi maior do que o do Solo 1, embora o teor de umidade (w) de compactação fosse menor no Solo 2. Como resultado, a sucção nos corpos-de-prova do Solo 1 seria maior do que nos do Solo 2, o que explicaria que a RCS média do Solo 2 seja algo menor do que a do Solo 1.

Tabela 3.3. Resistência à compressão simples dos solos ensaiados

Material	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)	RCS (kPa)
Solo 1	16,5	17,0	0,62	73	237
		16,9	0,62	73	255
		17,1	0,60	75	265
	Valor Médio	17,0	0,59	76	252
	Desvio Padrão	0,10	0,009	1,2	14
	CV	0,01	0,02	0,02	0,06
Solo 2	15,4	17,8	0,52	80	201
		17,7	0,52	79	202
		17,8	0,51	81	237
	Valor Médio	17,8	0,52	80	214
	Desvio Padrão	0,06	0,005	0,8	20
	CV	0,00	0,01	0,01	0,10

O comportamento tensão-deformação (σ_d - ϵ) no ensaio de resistência à compressão simples de ambas as amostras de solo pesquisadas é muito similar, como pode ser observado na Figura 3.20. Como era de esperar para este tipo de ensaio, ambas as amostras apresentam um pico com uma leve queda de tensão além do valor máximo.

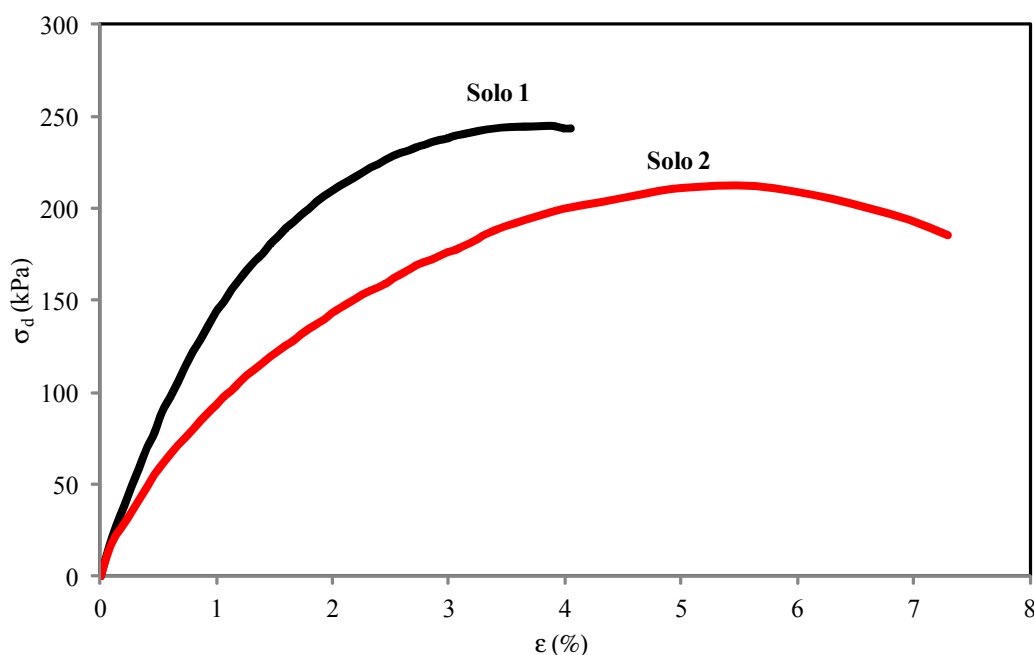


Figura 3.20. Comportamento tensão-deformação dos solos

Teoricamente os solos não possuem resistência à tração, devido a que por definição o solo é um meio granular sem cimentação de tipo algum entre seus grãos. Isto é verdade mesmo para o caso de solos saturados.

No entanto, nos solos não-saturados a água nos poros está em forma capilar, sendo que a sucção pode fornecer alguma resistência à tração. Este fato foi verificado na pesquisa mediante ensaios de resistência à tração por compressão diametral realizados no Solo 2, sendo os valores de RT os mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Resistência à tração por compressão diametral do Solo 2

Material	RT (kPa)	RT _{média} (kPa)	Desvio Padrão	CV
Solo 2	40	39	5	0,13
	43			
	34			

3.3.2. A Cal Empregada nas Misturas

Na pesquisa foi utilizada uma cal comercial, chamada de “Bulldog”, produzida pela *Compañía Oriental de Minerales* de Uruguai. A determinação da composição

mineralógica da cal foi realizada no *Instituto de Ingeniería Química* da UdelaR (IIQ) e no Laboratório de Análises Inorgânicas da UFRGS (LAI). Os resultados quanto à composição de óxido de cálcio (CaO) e óxido de magnésio (MgO) é mostrada na Tabela 3.5, observando-se que se trata de uma cal cálcica. A diferença com o 100% é devida à presença de outros minerais tais como sílica e óxido férrico.

Tabela 3.5. Composição mineralógica da cal comercial empregada na pesquisa

Mineral	IIQ	LAI
CaO (%)	62	70
MgO (%)	5	4,5

Análises granulométricas realizadas indicam que a cal comercial é fina, passando 100% na peneira #10; 93% passa na peneira #200, sendo 91% do tamanho de silte. A gravidade específica (G) da cal, resultante de ensaios de laboratório, é de 2,48.

3.3.3. Solos Cimentados com Cal Utilizados na Pesquisa

Para a análise laboratorial do comportamento mecânico, misturas de solo de Cebollatí cimentado com cal comercial foram submetidas a ensaios de carga repetida na compressão triaxial e de vida de fadiga. O solo utilizado para a compactação dos corpos-de-prova foi obtido em uma terceira coleta, realizada em maio de 2012.

Os ensaios de carga repetida na compressão triaxial foram realizados considerando três variáveis independentes: teor de cal, tempo de cura e energia de compactação. Assim, adotaram-se 4 teores de cal diferentes: 3%, 4%, 5% e 7%. Os três primeiros teores considerados na pesquisa correspondem aos teores de cal utilizados nos TEP, diferindo em apenas 1%. Também foi analisado o comportamento resiliente do solo sem cal, como modo de controle e para a calibração do equipamento de ensaios de compressão triaxial de cargas repetidas construído para esta pesquisa. Os corpos-de-prova do solo sem tratar foram ensaiados imediatamente após serem compactados.

Dois tempos de cura foram adotados na pesquisa para cada teor de cal: 28 e 90 dias. Para cada teor de cal e cada tempo de cura foram consideradas duas energias de compactação: a normal (EN) e a modificada (EM) do ensaio Proctor.

Para cada combinação de teor de cal, tempo de cura e energia de compactação foram ensaiados 3 corpos-de-prova, resultando um total de 54 ensaios de carga repetida na compressão triaxial. A Tabela 3.6 resume o programa de ensaios de carga repetida na compressão triaxial com a designação utilizada para cada combinação de solo-cal, os tempos de cura considerados e as energias de compactação utilizadas.

Tabela 3.6. Programa de ensaios de carga repetida na compressão triaxial de solo cimentado com cal

Material	Denominação	Tempo (dias)	Energia de Compactação	Ensaio (N)
Solo + 0% Cal	Solo	0	EN, EM	6
Solo + 3% Cal	S3C	28, 90	EN, EM	12
Solo + 4% Cal	S4C	28, 90	EN, EM	12
Solo + 5% Cal	S5C	28, 90	EN, EM	12
Solo + 7% Cal	S7C	28, 90	EN, EM	12
TOTAL				54

A vida de fadiga de solo de Cebollatí cimentado com cal foi analisada considerando duas variáveis independentes: teor de cal e tempo de cura. Dois teores de cal foram adotados: 3% e 5%. Para o teor de cal de 3% foi considerado um tempo de cura de 150 dias e para o teor de cal de 5% foram adotados dois tempos de cura: 28 e 150 dias. Como a vida de fadiga é função da deformação específica inicial, esta foi também uma variável independente da análise. Um mínimo de 3 níveis de deformação inicial foi considerado de modo que o número de ciclos até a ruptura não fosse superior a 10^6 .

Tabela 3.7. Programa de ensaios de vida de fadiga de solo modificado com cal

Material	Denominação	Tempo (dias)	CP (N)
Solo + 3% Cal	S3C	150	10
Solo + 5% Cal	S5C	28, 150	20
TOTAL			30

Para os ensaios de fadiga, 10 corpos-de-prova para cada combinação de teor de cal e tempo de cura foram compactados no $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$ da energia Proctor modificada, totalizando 30 corpos-de-prova. A Tabela 3.7 resume o programa de ensaios de vida de

fadiga com a designação utilizada para cada composição solo-cal, tempos de cura considerados o total de corpos-de-prova (CP) compactados.

Alguns corpos-de-prova compactados para os ensaios de vida de fadiga foram utilizados para a determinação de M_r na compressão diametral para diferentes níveis de tensão.

Misturas do solo de Cebollatí com cal foram mecanicamente caracterizadas mediante ensaios de resistência à compressão simples e de tração por compressão diametral.

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados considerando como variáveis independentes o teor de cal e tempo de cura. Analisaram-se 3 teores de cal: 3%, 4% e 5%; e 6 os tempos de cura: 7, 14, 28, 56, 90 e 181 dias.

Para cada material, 3 corpos-de-prova foram compactados no $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$ da energia Proctor modificada, totalizando 54 ensaios de resistência à compressão simples. A Tabela 3.8 resume o programa de ensaios de resistência à compressão simples, indicando a designação utilizada, os tempos de cura e o número de ensaios realizados.

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram realizados considerando como variáveis independentes o teor de cal e tempo de cura. Adotaram-se 3 teores de cal: 3%, 4% e 5%; e 6 tempos de cura: 7, 14, 28, 56, 90 e 181 dias. Para cada material, 3 corpos-de-prova foram compactados no $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$ da energia Proctor modificada, totalizando 54 ensaios de resistência à tração por compressão diametral. Na Tabela 3.8 é resumido o programa de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, indicando a designação utilizada, os tempos de cura e o número de ensaios realizados.

Tabela 3.8. Programa de ensaios de caracterização mecânica de solo cimentado com cal

Material	Denominação	Tempo (dias)	RCS	RT
Solo + 3% Cal	S3C	7, 14, 28, 56, 90, 181	18	18
Solo + 4% Cal	S4C	7, 14, 28, 56, 90, 181	18	18
Solo + 5% Cal	S5C	7, 14, 28, 56, 90, 181	18	18
TOTAL			54	54

Todos os corpos-de-prova da pesquisa foram preparados no laboratório da *Sección Geotécnica* da UdelaR. Em geral, o processo de preparação dos corpos-de-prova das

misturas de solo cal iniciou com a secagem ao ar e o destorroado do solo no laboratório e mantendo a cal seca e isolada do ar para evitar a carbonatação.

O solo e a cal foram pesados em estado seco numa balança com uma precisão de 0,01 gf. O teor de cal a ser adicionado foi calculado em relação ao peso de solo seco.

Logo após, o solo seco ao ar e a cal foram misturados manualmente até a homogeneização. O teor de água, correspondente ao $w_{ót}$, foi calculado em função do peso seco da mistura, pesado na balança com precisão de 0,01 gf e acrescentada à mistura seca. A homogeneização foi realizada mediante mistura manual. Todos os corpos-de-prova de solo e de misturas de solo-cal foram compactados imediatamente após a mistura, variando o método segundo o ensaio, como descritos anteriormente.



Figura 3.21. Cura de corpos-de-prova em câmara úmida

Para a cura, os corpos-de-prova foram envelopados com filme de PVC para preservar o teor de umidade e evitar a carbonatação da cal, e estocados na câmara úmida da *Sección Geotécnica* da Udelar a temperatura ambiente, o que é mostrado na Figura 3.21 para o caso de corpos-de-prova para ensaios de carga repetida na compressão triaxial.

Após o período de cura os corpos-de-prova foram pesados com precisão de 0,01 gf e medidos com precisão de 0,01 cm.

3.4. RESULTADOS DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA EM MISTURAS SOLO-CAL

3.4.1. Resultados de Resistência à Compressão Simples de Solo Cimentado com Cal

Os valores de RCS resultantes dos ensaios à compressão simples das misturas de solo-cal são apresentados na Tabela 3.9. Por sua vez, a evolução da RCS dos materiais de solo cimentado com cal com o tempo de cura, em função do teor de cal é mostrada na Figura 3.22.

Comparado com a RCS do solo natural (214 kPa), observa-se significativos ganhos de resistência com adição de cal, embora o ganho de RCS não seja muito afetado pelo teor de cal, para qualquer tempo de cura.

O ganho de RCS para todos os teores de cal é um indicativo de ocorrência de reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal hidratada e a sílica dos argilo-minerais do solo. A adição de 3% de cal seria mais do que suficiente para estabilizar o solo de estudo, sendo que teores além deste valor não significariam maiores ganhos de resistência.

Tabela 3.9. Resistência à compressão simples de solo cimentado com cal

Material		Tempo (dias)					
		7	14	28	56	90	181
RCS (kPa)	S3C	450	378	872	1066	1408	1619
		418	494	887	1047	1450	1722
		428	502	736	1075	1675	1600
		RCS _{média} (kPa)	432	458	832	1063	1511
Desvio Padrão	16	69	83	14	144	66	
CV	0,04	0,15	0,10	0,01	0,10	0,04	
RCS (kPa)	S4C	430	523	819	1340	1519	1705
		421	553	866	1219	1575	1582
		420	552	804	1124	1429	1622
		RCS _{média} (kPa)	424	543	830	1228	1508
Desvio Padrão	6	17	32	108	74	63	
CV	0,01	0,03	0,04	0,09	0,05	0,04	
RCS (kPa)	S5C	431	494	766	1066	1607	1756
		445	540	789	1127	1566	1942
		468	523	736	1090	1621	1856
		RCS _{média} (kPa)	448	519	764	1094	1598
Desvio Padrão	19	24	27	31	28	93	
CV	0,04	0,05	0,03	0,03	0,02	0,05	

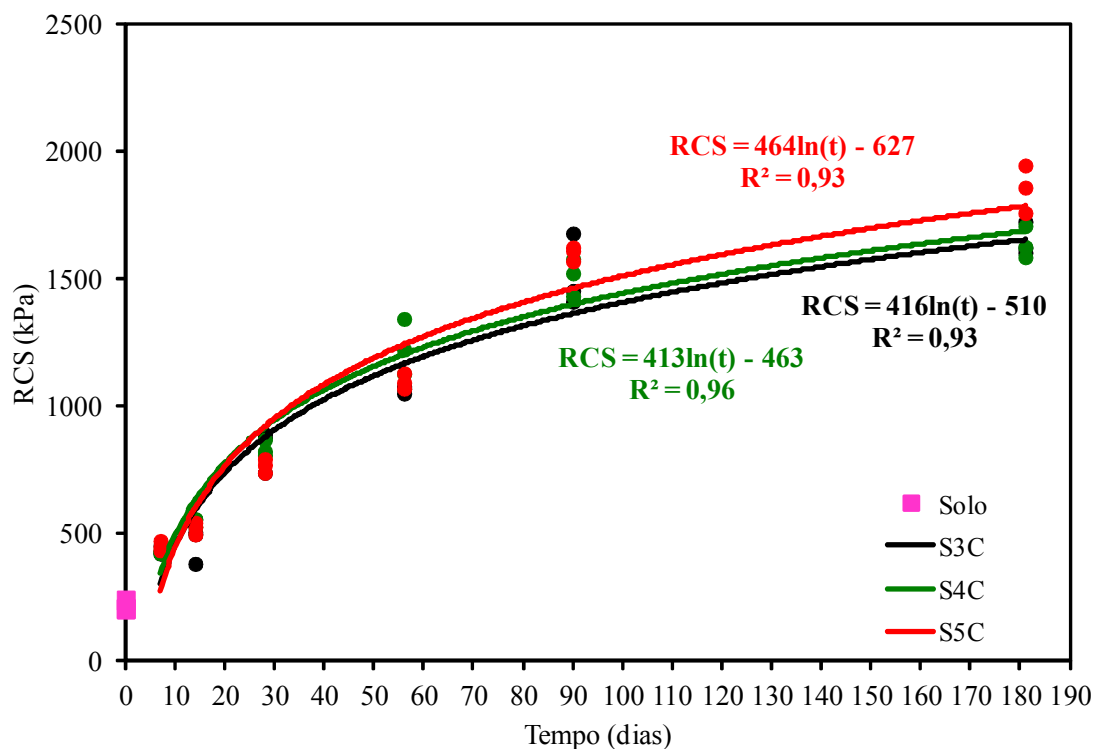


Figura 3.22. Evolução da resistência à compressão simples de solo cimentado com cal com o tempo de cura

O ganho de RCS nos materiais cimentados com cal é verificado já aos 7 dias de cura, passando de 213 kPa (solo natural) para um valor médio dos três materiais de 435 kPa, sendo a razão de incremento de praticamente igual a 2. Aos 28 dias a RCS dos materiais cimentados atinge um valor médio de 800 kPa, ou seja, quase 4 vezes a RCS do solo. Aos 90 e 181 dias, o valor médio da RCS dos materiais cimentados é de 1540 kPa e 1710 kPa respectivamente, o que equivale a 7 e 8 vezes a RCS do solo sem cal.

Verifica-se um contínuo ganho de RCS com o tempo de cura para todos os materiais de solo cimentado com cal, sendo a taxa de ganho (definida como a razão entre a diferença de RCS entre dois tempos dados) maior para as idades prematuras do que nas idades avançadas. Assim, a razão de ganho de RCS passa de 32 nos primeiros 7 dias para 18 entre os 7 dias e os 28 dias. Entre os 28 dias e os 90 dias a taxa de ganho é de 12; sendo de apenas de 2 entre os 90 dias e os 181 dias.

As declividades de todas as curvas de ajuste de RCS em função do tempo indicam ganhos adicionais de RCS além dos 181 dias, o que se justifica pelo fato das reações

alcalinas serem de longo prazo e continuarem no tempo, enquanto houver cal e sílica (ou alumina) amorfa disponíveis (Núñez, 1991; Lovato 2004).

Os resultados de todos os ensaios de RCS em função do tempo de cura (Figura 3.22) podem ser ajustados por uma única curva, ou seja, um único modelo com coeficiente de determinação (R^2) maior que 0,9. Isto é mostrado na Figura 3.23. A evolução da RCS dos materiais cimentados com cal em função do tempo de cura é explicada pelo modelo (3.5).

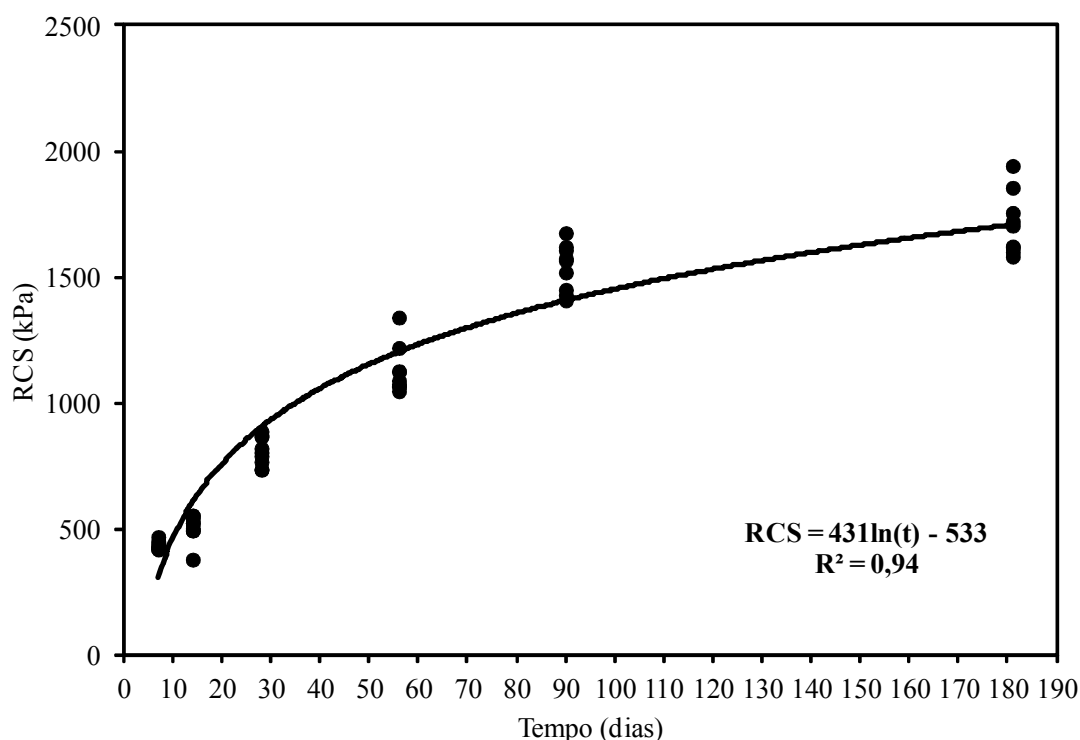


Figura 3.23. Resistência à compressão simples em função do tempo para os materiais cimentados com cal

$$RCS = 431 \cdot \ln(t) - 533 \quad (R^2 = 0,94) \quad (3.5)$$

Considerando a relação da RCS das misturas do solo de Cebollatí com os três teores de cal como função do tempo, expressada pela equação 3.5 é possível estimar um valor de RCS aos 28 dias de 0,9 MPa. Este valor de RCS está entre os valores de 0,7 MPa e 1 MPa recomendados pela *Austroroads Guide to Pavement Technology* (Jameson, 2013) para considerar ao material de solo-cal da pesquisa como modificado.

Isto significa que é de esperar que as camadas de revestimento de solo-cal construídas na pesquisa tenham um comportamento similar aos dos materiais granulares, não sendo a fadiga determinante no desempenho dos pavimentos com este tipo de material de revestimento.

Embora, de acordo com Jameson (2013) o valor de RCS aos 28 dias, obtido a partir da equação 3.5, não necessariamente assegura que o material de solo de Cebollatí modificado com cal não seja susceptível a trincamento de fadiga. Este ponto deve ser verificado por meio de ensaios laboratoriais de fadiga e o monitoramento dos TEP na pesquisa.

3.4.2. Resultados de Resistência à Tração de Solo Cimentado com Cal

Os valores de RT resultantes dos ensaios à tração por compressão diametral das misturas cimentadas com cal são apresentados na Tabela 3.10. Por sua vez, a evolução da RT dos materiais de solo cimentado com cal com o tempo de cura, em função do teor de cal pode ser observada na Figura 3.24.

Tabela 3.10. Resistência à tração por compressão diametral do solo cimentado com cal

		Tempo (dias)					
Material		7	14	28	56	90	181
RT (kPa)	S3C	152	149	181	250	311	379
		132	145	198	253	306	388
		145	134	196	255	336	397
		RT _{média} (kPa)	143	143	192	253	318
Desvio Padrão	10	8	9	3	16	9	
CV	0,07	0,05	0,05	0,01	0,05	0,02	
RT (kPa)	S4C	149	201	202	266	353	396
		147	199	200	271	350	402
		147	206	214	256	367	398
		RT _{média} (kPa)	148	202	205	264	357
Desvio Padrão	1	3	7	7	9	3	
CV	0,01	0,02	0,04	0,03	0,03	0,01	
RT (kPa)	S5C	144	205	212	265	358	370
		152	204	209	263	353	396
		134	216	198	278	341	374
		RT _{média} (kPa)	143	208	206	269	351
Desvio Padrão	9	7	7	8	9	14	
CV	0,06	0,03	0,03	0,03	0,02	0,04	

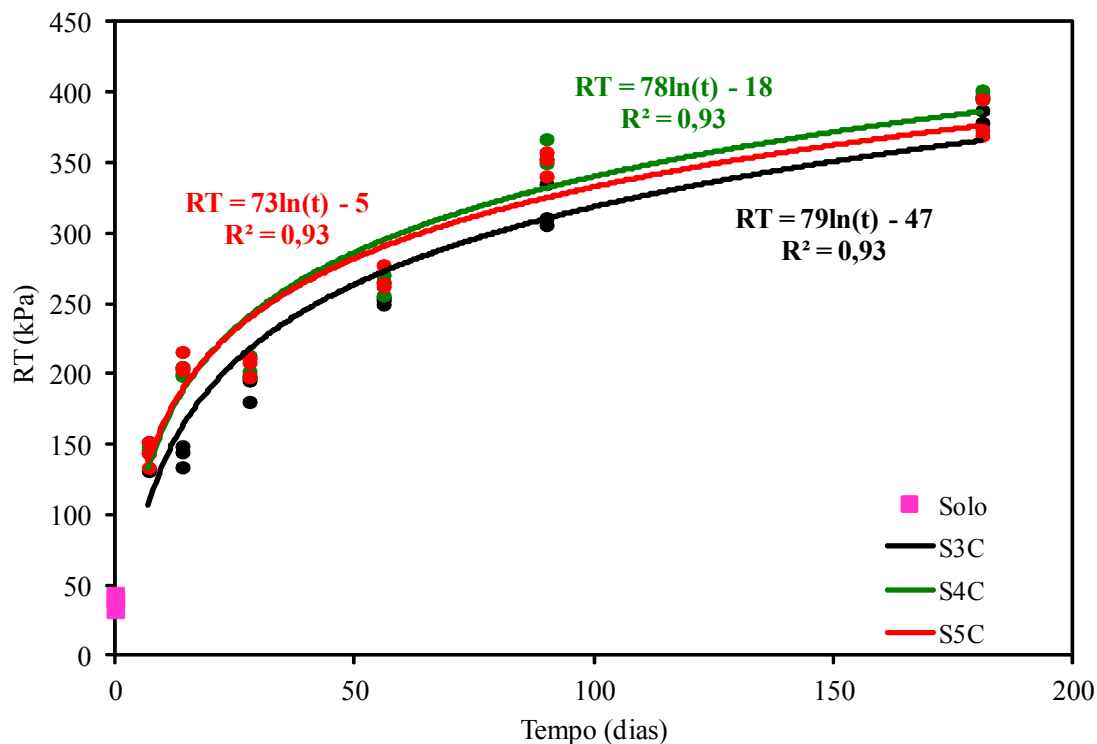


Figura 3.24. Resistência à tração por compressão diametral em função do tempo para os materiais cimentados com cal

Comparado com a RT do solo (39 kPa), observa-se que a adição de cal gera ganhos significativos de resistência, sendo o ganho de RT praticamente igual para os três teores de cal, independentemente do tempo de cura.

A adição de 3% de cal seria suficiente para que ocorram reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal hidratada e a sílica amorfa presente nos argilo-minerais do solo, sendo que teores maiores do que 3% não causariam maior cimentação do solo e, portanto, maior ganho de resistência à tração.

O ganho de RT dos materiais cimentados com cal com relação ao solo é verificado já para 7 dias de cura, passando de 39 kPa no solo para um valor médio dos três materiais de 145 kPa, sendo a razão de incremento de praticamente 3,7 vezes. Aos 14 dias a RT dos materiais cimentados atinge um valor médio de 184 kPa e aos 28 dias é de 200 kPa, ou seja, 4,7 e 5,2 vezes maior do que a RT do solo, respectivamente. Para 90 e 181 dias,

o valor médio da RT dos materiais cimentados é de 342 kPa e 389 kPa respectivamente, o que equivale respectivamente a 9 e 10 vezes maior que a RT do solo.

A RT de todas as misturas de solo cimentado com cal aumenta com o tempo de cura, sendo a razão de ganho maior para as idades prematuras do que nas idades avançadas. Assim, a razão de ganho de RT passa de 15 nos primeiros 7 dias para 3 entre os 7 dias e os 28 dias. Entre os 28 dias e os 90 dias a razão de ganho é de 2; sendo de apenas de 0,5 entre os 90 dias e os 181 dias. Existe uma tendência à estabilização da RT após 90 dias.

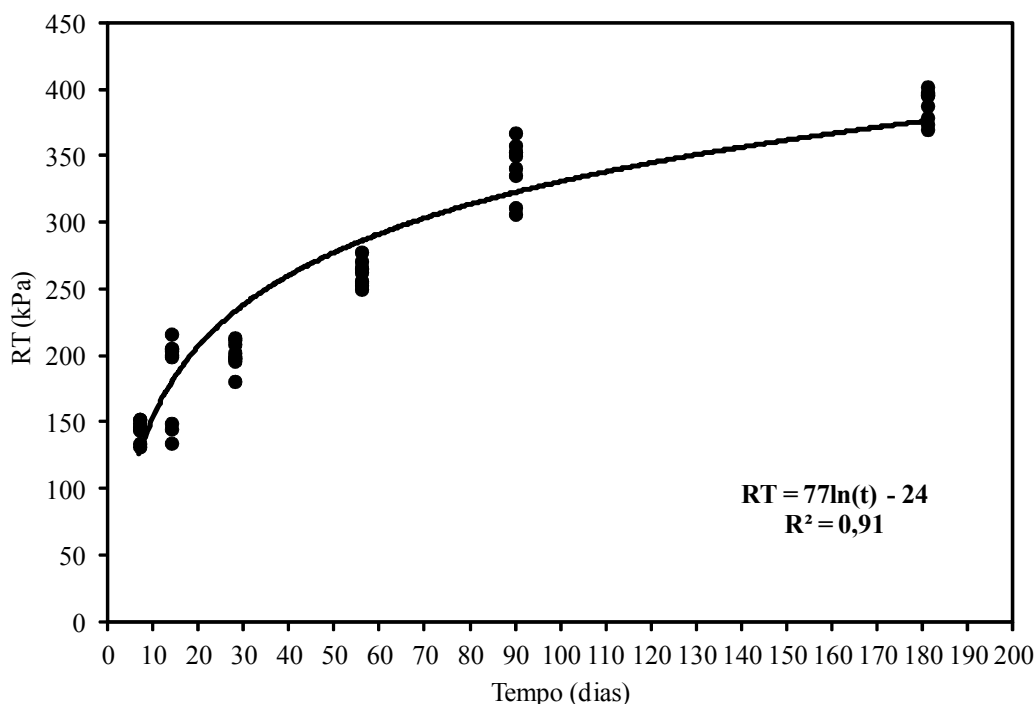


Figura 3.25. Resistência à tração por compressão diametral em função do tempo para os materiais cimentados com cal

Os resultados de todos os ensaios de RT em função do tempo de cura (Figura 3.24) podem ser ajustados por uma única curva, ou seja, um único modelo com coeficiente de determinação (R^2) de 0,91, o que é mostrado na Figura 3.25. A evolução da RT dos materiais cimentados com cal em função do tempo de cura é explicada pelo modelo (3.6).

$$RT = 77 \cdot \ln(t) - 24 \quad (R^2 = 0,91) \quad (3.6)$$

De acordo com Seddom e Bhindi (1983) a fronteira entre as fases estabilizadas e modificadas das misturas solo-cal corresponde a uma RT de 120 kPa. Seguindo este

critério para as misturas de solo-cal ensaiadas e aplicando-se o modelo (3.6), a fronteira entre as fases modificada e estabilizada seria alcançada após 6 dias de cura.

O valor de RT estimado com o modelo (3.6) aos 7 dias é de 125 kPa, sendo maior do que o valor de RT recomendado pela *Guide to Stabilization on Roadworks 1986* da NAASRA de 80 kPa como limite entre material modificado e estabilizado (Jameson, 2013). Também o valor de RT estimado com o modelo (3.6) aos 28 dias do material solo-cal (230 kPa) é maior do que o valor de RT assinalado por Jameson (2013) como máximo para considerar um material como modificado (150 kPa). Desde o ponto de vista dos valores de RT obtidos para as misturas de solo-cal pesquisadas, poderia considerar-se o material pesquisado como cimentado. Sendo que as espessuras das camadas de revestimento de solo-cal dos TEP são de 15 cm, e seguindo o critério de definição de materiais dado pela *Austroads Guide to Stabilization on Roadworks* da 1988 (Jameson, 2013), as camadas de revestimento teriam um comportamento de material fracamente cimentado.

A conclusão obtida com dados de RT mais do que ser contraditória com a resultante da análise dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (item 3.4.1) aumenta o interesse de pesquisar o comportamento do material em estudo pó meio de ensaios de laboratório de fadiga e do monitoramento dos TEP.

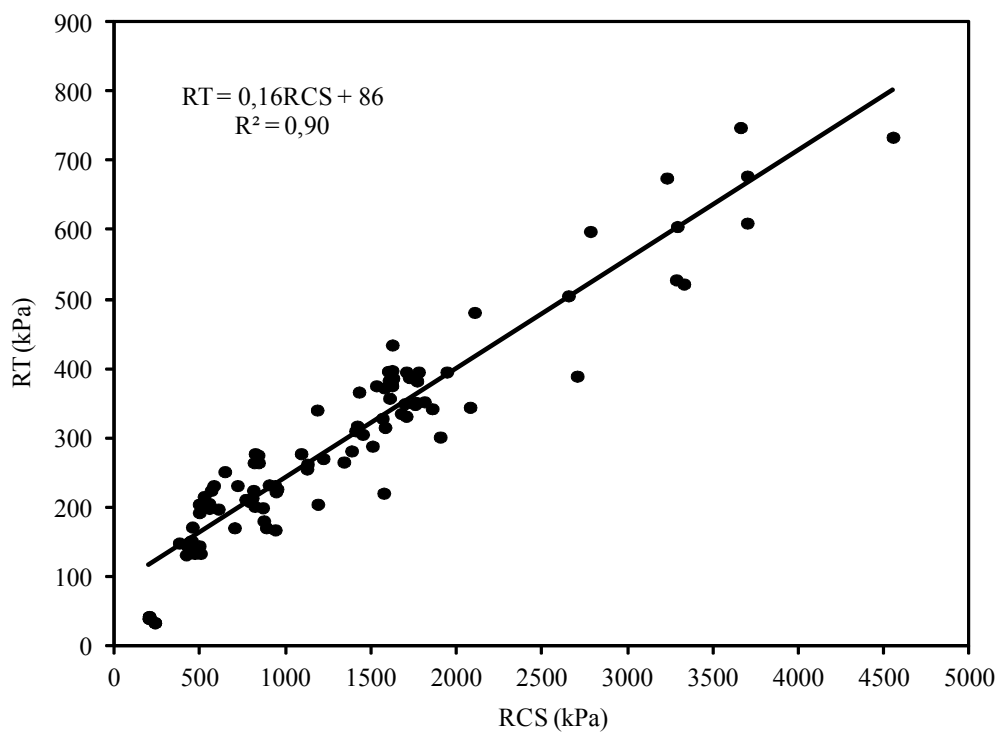
3.4.3. Relação entre a Resistência à Compressão Simples e a Resistência à Tração de Solo Cimentado com Cal

Thompson (1965) salientou que o quociente entre a RT e a RCS para misturas de solo-cal varia de 0,10 a 0,15, com um valor típico de 0,13, sem importar o tipo ou teor de cal. A Figura 3.26 apresenta a relação entre a RT e a RCS das misturas de solo-cal ensaiadas, logo após um tratamento estatístico dos dados. Como pode ser observado, verifica-se uma relação linear (modelo 3.7) entre a RT e a RCS com um coeficiente de determinação (R^2) de 0,90.

$$RT = 0,16 \cdot RCS + 86 \quad (R^2 = 0,90) \quad (3.7)$$

O coeficiente angular do modelo entre a RT e a RCS (0,16) localiza-se praticamente no valor superior da faixa estabelecida por Thompson (1965), sendo muito similar ao

obtido por Thomé (1999) ($RT = 0,16 \times RCS$), para o caso de estabilização de um solo residual de arenito de Botucatu com cinza pesada e cal de carbureto. O parâmetro



independente ($RT = 86$ kPa) não pode ser explicado do ponto de vista prático, já que significaria que as misturas de solo-cal têm resistência à tração quando a RCS é nula.

Figura 3.26. Relação entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples de solo cimentado com cal

3.4.4. Conclusões dos Ensaio de Resistência à Compressão Simples e de Resistência à Tração de Solo Cimentado com Cal

Dos ensaios de resistência à compressão simples e de resistência à tração por compressão diametral podem ser tiradas as seguintes conclusões:

- Embora se trate de um solo siltoso, a estabilização alcalina é muito eficiente, com ganhos significativos de RCS e RT, o que certamente se deve à presença de argilo-minerais tipo esmectita e ilita; fontes de sílica (ou alumina) amorfa para a ocorrência de reações pozolânicas e ganhos significativos de resistência, rigidez e durabilidade.
- As reações pozolânicas, que se manifestam através dos ganhos de RCS e RT, já são significativas aos 7 dias de cura e continuam ocorrendo ao longo dos períodos de cura

considerados, embora se observe uma tendência ao esgotamento das mesmas para tempos de cura superiores aos 180 dias.

— O teor de 3% de cal é suficiente para mobilizar significativamente a RCS e a RT, mas salienta-se que estes são resultados de laboratório, onde as misturas são bem homogêneas, condição difícil de obter-se no campo, onde a mistura manual é bem menos eficiente.

— O ganho de resistência, tanto para RCS e a RT, do material de solo-cal é independente do teor de cal em uma faixa de 3%-5% de cal, podendo-se ajustar as curvas de RCS e de RT em função do tempo de cura, por um único modelo para cada uma das resistências.

— Considerando o valor de RCS aos 28 dias (0,9 MPa), o material de solo-cal pesquisado é um material modificado, antes do que estabilizado. Isto significa que é de se esperar que as camadas de revestimento de solo-cal dos trechos experimentais construídos na pesquisa tenham um comportamento similar aos dos materiais granulares (para o caso solo fino), não sendo a fadiga a determinante no desempenho destes pavimentos.

— Isto não necessariamente assegura que o material de solo de Cebollatí modificado com cal não seja susceptível a trincamento de fadiga. Este ponto deve ser verificado por meio de ensaios laboratoriais de fadiga e o monitoramento dos TEP na pesquisa.

4. ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

A pesquisa iniciou com os trabalhos de dimensionamento e posterior construção (17 de abril de 2008) e monitoramento do trecho experimental de pavimento localizado ao sul da cidade de Cebollatí (TEP1). A partir desta experiência e visando corrigir as dificuldades construtivas observadas, foi conduzida a construção (3 de março de 2011) de um segundo trecho experimental de pavimento ao norte da cidade de Cebollatí (TEP2). Neste Capítulo são apresentados os trabalhos realizados na fase de dimensionamento do TEP1, a experiência construtiva dos TEP e os resultados e análises do monitoramento dos TEP.

4.1. DIMENSIONAMENTO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

Uma vez definida em 15 cm a espessura das camadas de revestimento primário de solo cimentado com cal a serem construídas, em função das restrições orçamentárias impostas pelo *Plan de Caminería Rural* assinado entre o MTOP do Uruguai e a IDR, o dimensionamento ficou limitado à dosagem da mistura da camada de solo modificado com cal, determinação do método e parâmetros de compactação e verificação da mistura mediante ensaios de ISC e durabilidade.

4.1.1. Dosagem da Mistura de Solo-Cal

A dosagem da mistura solo-cal foi realizada utilizando-se o método do pH (Eades e Grim, 1966) e o método de Thompson (1966).

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores de pH obtidos para diferentes teores de cal seguindo método do pH (Eades e Grim, 1966), sendo também incluídos os valores de pH do solo e da cal, como controle. A evolução do pH com o teor de cal é mostrada na Figura 4.1.

Pode-se observar que o pH do solo aumenta rapidamente quando acrescentado um 2% de cal à dissolução, e que para maiores teores de cal a curva tende para o valor de 12,6, correspondente à cal (100%). Segundo o critério de Eades e Grim (1966) o menor teor de cal que proporciona um valor de pH de 12,4 é o suficiente para estabilizar o solo.

Portanto, segundo o método do pH o teor ótimo de cal para estabilizar o solo silto-argiloso da pesquisa é de 4%.

Tabela 4.1. pH das misturas em função do teor de cal

Cal (%)	pH
0	8,60
2	12,10
3	12,35
4	12,41
5	12,45
6	12,45
100	12,60

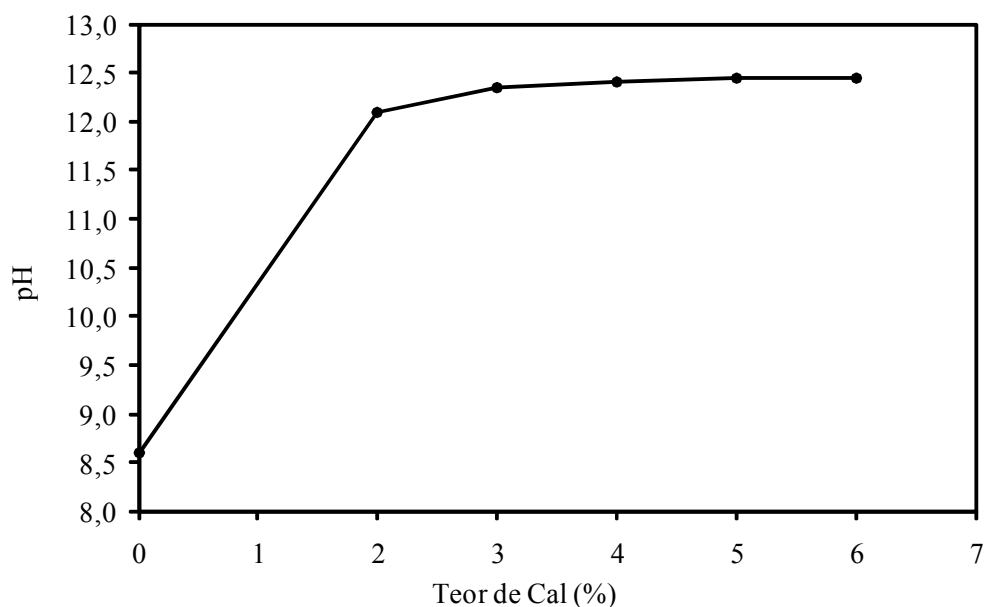


Figura 4.1. Evolução do pH com o teor de cal

O método de Thompson (1966) foi conduzido estabilizando o solo silto-argiloso da pesquisa com 3%, 5%, 7% e 9% de cal e determinando a RCS dessas misturas após 28 dias de cura. Os resultados de RCS aos 28 dias das diferentes misturas de solo-cal são indicados na Tabela 4.2. Como parâmetro de controle inclui-se o valor da RCS do solo silto-argiloso, sem cal, imediatamente após a compactação. A evolução da RCS com o teor de cal para um tempo de cura de 28 dias é mostrada na Figura 4.2.

Tabela 4.2. Resistência à compressão simples aos 28 dias das misturas de solo com diferentes teores de cal

Cal (%)	RCS (kPa)
0	252
3	1400
5	1625
7	1657
9	1716

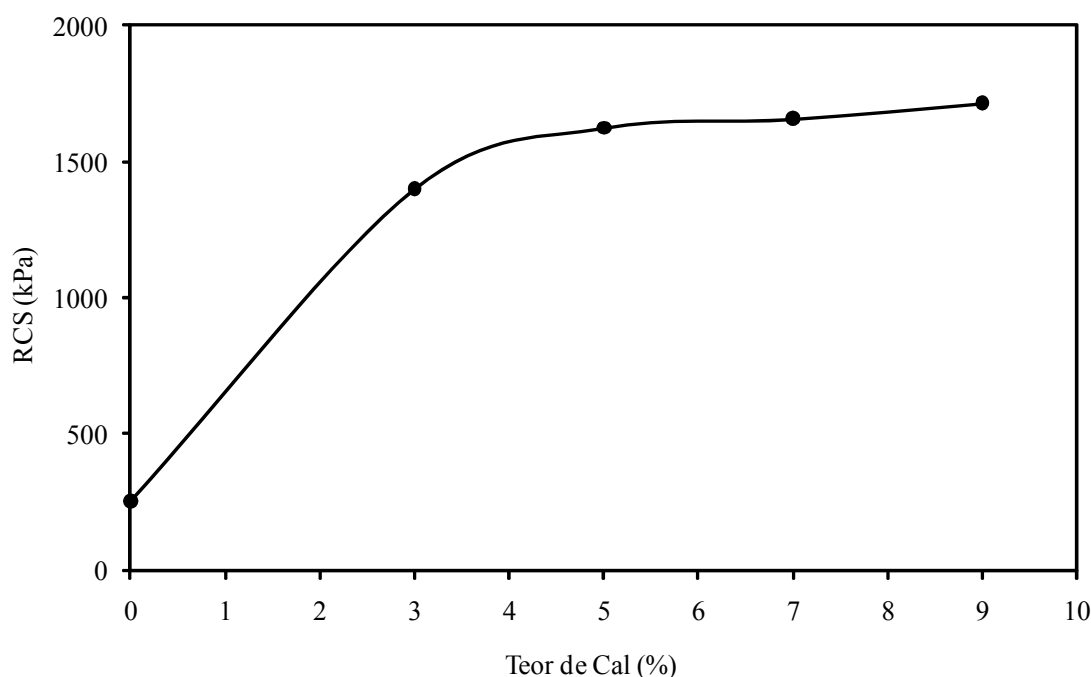


Figura 4.2. Evolução da resistência à compressão simples aos 28 dias em função do teor de cal

Como era de se esperar, há significativo aumento de RCS com o aumento do teor de cal, sendo o incremento mais acelerado quando foi acrescentado 3% de cal, passando de 252 kPa (solo natural) para 1400 kPa. Para teores de cal maiores que 3%, a razão de ganho de RCS é menor, atingindo um máximo de 1716 kPa quando acrescentado 9% de cal.

Segundo o critério de Thompson (1966) o teor ótimo de cal para estabilizar um solo é aquele que proporciona uma RCS mínima de 345 kPa. Portanto, conclui-se que segundo o método de Thompson o teor ótimo de cal para estabilizar o solo silto-argiloso da pesquisa é de 3%. Salienta-se que a interpolação da curva de evolução de RCS com o teor de cal (Figura 4.2) para um valor de RCS de 345 kPa conduziria a um teor ótimo de

cal menor do que 3%. No entanto, do ponto de vista prático teores de cal muito baixos não seriam admissíveis, já que não estaria assegurada a homogeneidade da distribuição da cal na camada de pavimento.

Os teores de cal ótimos para estabilizar o solo da pesquisa obtidos pelos dois métodos de dosagem são praticamente iguais, sendo o método do pH apenas mais conservador.

A partir da análise dos resultados e considerando um fator de ajuste, visando a possível heterogeneidade de distribuição da cal no solo devido às limitações técnicas do equipamento e do processo de execução, conclui-se que o teor de cal ótimo para estabilizar o solo da pesquisa é de 3% a 5%.

4.1.2. Parâmetros de Compactação das Misturas Solo-Cal

A partir da conclusão de que o teor de cal ótimo para estabilizar o solo estudado situava-se em uma faixa entre 3% e 5%, foram conduzidos ensaios de compactação na energia Proctor modificado nas misturas de solo + 3% de cal (S3C) e solo + 5% de cal (S5C), visando determinar os parâmetros ótimos de compactação da camada de revestimento primário do TEP1.

Na Figura 4.3 é mostrada a relação de γ_d com o teor de umidade de compactação para as duas misturas, sendo incluída a curva do Solo 1 sem cal.

Enquanto o solo sem tratar apresenta uma curva de compactação com um pico claro, as curvas de compactação das misturas de solo-cal são mais achatadas com picos quase indefinidos.

Embora a compactação das misturas solo-cal tenha sido realizada imediatamente após acrescentada e homogeneizada a água, as misturas, na compactação, se comportam como um material mais gráudo e menos plástico do que o solo natural. Isto se deve a que às reações rápidas de troca catiônica e floculação modificam a textura e reduzem a plasticidade de solos finos.

A curva de compactação da mistura S5C pode ser descrita como apresentando um “pico e meio”, provavelmente porque o maior teor de cal produz um material um pouco mais gráudo e menos plástico.

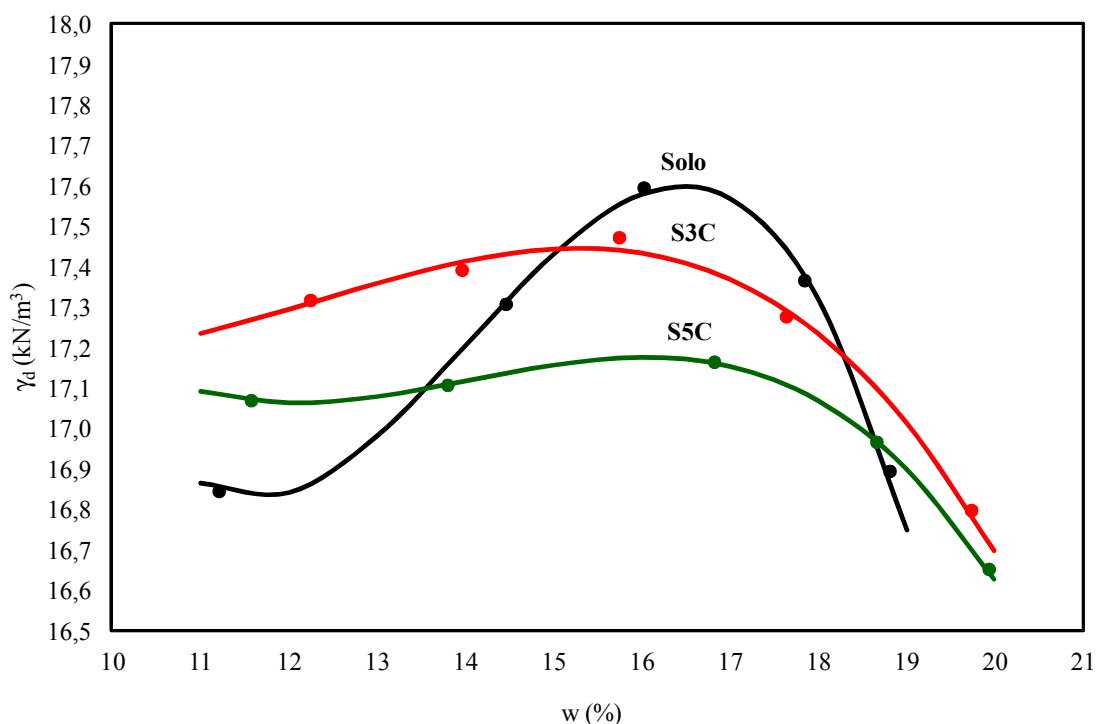


Figura 4.3. Curvas de compactação das misturas de solo com 3% e 5% de cal e do solo natural

Mesmo assim, é de esperar que no campo o comportamento desse solo modificado com cal tenha um comportamento que se aproxime mais ao de um solo fino do que do solo graúdo, sendo, assim, mais eficiente sua compactação com pé de carneiro e sem vibração.

Tabela 4.3. Parâmetros de compactação das misturas de solo com 3% e 5% de cal e do solo natural

Material	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	W _{ót} (%)
Solo	17,6	16,5
S3C	17,4	15,5
S5C	17,2	16,0

Os parâmetros de compactação das misturas S3C e S5C e do solo natural são apresentados na Tabela 4.3. Os $\gamma_{dm\acute{a}x}$ das misturas de solo-cal são menores do que o do solo sem cal. A redução de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ é devida a que a gravidade específica (G) da cal é

menor do que a do solo (2,48 e 2,75 respectivamente) e à flocculação, que aumenta o volume de vazios de ar, resultando um material de menor peso específico aparente seco.

Era de se esperar que os $w_{ót}$ das misturas solo-cal fossem maiores do que o do solo natural, devido a que as reações entre os íons cálcio da cal hidratada e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo são consumidoras de água (Neubauer e Thompson, 1972; Sivapullaiah et al., 1998; Lovato, 2004) e à flocculação das reações rápidas que aumenta o volume de vazios. Contudo, os resultados obtidos foram contraditórios com a experiência relatada por outros autores. Os $w_{ót}$ resultantes para ambas as misturas foram praticamente iguais do que o do solo natural, o que pode ser atribuído às dificuldades de se definirem os pontos ótimos das curvas de compactação para as misturas S3C e S5C, devido a suas formas mais achatadas.

De todos os modos, os valores de $\gamma_{dmáx}$ e $w_{ót}$ da Tabela 4.3 foram os adotados para a construção e controle das camadas de revestimento primário de solo-cal dois trechos experimentais construídos na pesquisa (TEP1 e TEP2).

4.1.3. Índice de Suporte Califórnia

Ensaio de ISC foram conduzidos nas misturas S3C e S5C após 28 dias de cura, admitindo que esse parâmetro pudesse ser indicativo da ocorrência de reações cimentantes entre os íons cálcio da cal e a sílica dos argilo-minerais do solo e como verificação dos resultados da dosagem da mistura ótima.

A Tabela 4.4 resume os valores de ISC para cada energia de compactação (expresso como o número de golpes por camada) das duas misturas de solo-cal e do solo natural. Além disso, são acrescentados os valores de expansão dos corpos-de-prova ensaiados após 96 h de saturação em água. A Figura 4.4 mostra a variação do ISC em função da energia de compactação expressa como γ_d resultante, sendo incluída a curva de ISC em função do γ_d do solo natural.

Como era de se esperar, os valores de ISC das misturas de solo-cal e do solo aumentaram com a energia de compactação, sendo notável o incremento dos valores de ISC de ambas as misturas de solo-cal com relação ao solo, para todas as energias de compactação.

Tabela 4.4. ISC do solo e das misturas solo-cal

Material	Energia (golpes/camada)	ISC (%)	Expansão (%)
Solo	12	3	3,8
	25	5	3,8
	56	7	2,8
S3C	12	30	0,7
	25	74	0,2
	56	147	0,1
S5C	12	55	0,1
	25	110	0,0
	56	243	0,1

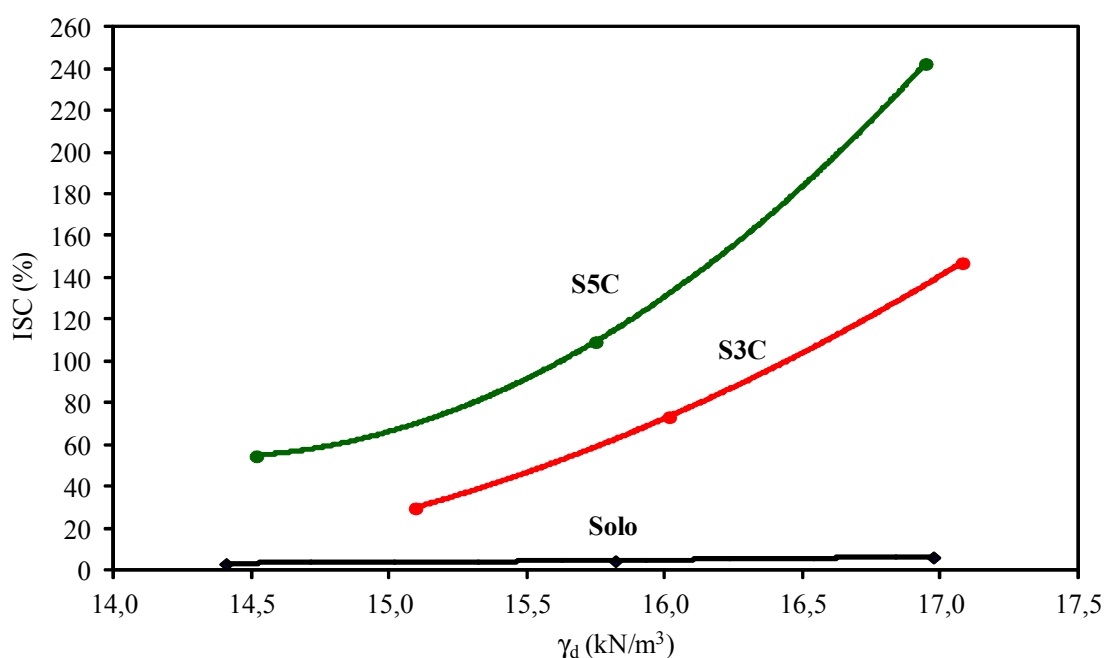


Figura 4.4. Evolução do ISC das misturas solo-cal e do solo em função da energia de compactação

Além disso, houve aumento significativo de ISC quando o teor de cal passou de 3% para 5%. Assim, quando foram aplicados 56 golpes/camada (que corresponde à energia que produz o $\gamma_{d\text{máx}}$ com o $w_{\text{ót}}$) o ISC passou de 7% no solo para 147% e 243% nas misturas S3C e S5C respectivamente. Embora se saiba que o ISC foi proposto por Porter, e assim deve ser entendido, apenas como parâmetro de resistência de solos e agregados pétreos, o expressivo aumento de ISC nas misturas de solo-cal após 28 dias de cura pode ser considerado como indicativo da ocorrência das reações pozolânicas. Enfatiza-se que adotar o ISC como parâmetro de resistência de materiais cimentados

não é conceitualmente adequado (Thompson, 1975), contudo como esse índice ainda é muito usado na prática rodoviária uruguaia para qualificação de materiais considera-se válida a afirmativa anterior.

Verifica-se que o solo silto-argiloso é expansivo, sendo outro fator indicativo de presença de argilo-minerais esmectita e ilita. Os valores de expansão ficam na faixa de 3%-4%, o que na prática é um valor inadmissível mesmo para solos de subleito. A expansão do solo é reduzida praticamente em sua totalidade com a incorporação de 3% e 5% de cal, como se observa na Tabela 4.4. A reação alcalina de troca catiônica é a responsável pela queda de expansão.

A Tabela 4.5 apresenta os valores de ISC do solo e dos materiais S3C e S5C com 28 dias de cura em função do Grau de Compactação (GC), definido como a razão entre o γ_d atingido para uma dada energia de compactação e o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio Proctor Modificado.

Tabela 4.5. ISC do solo e das misturas solo-cal em função do Grau de Compactação

GC (%)	ISC (%)		
	Solo	S3C	S5C
95	6	109	162
97	7	135	203
100	8	178	277

Pode-se observar que, para os valores de GC normalmente atingidos em obra com o equipamento disponível no local, ambas as misturas de solo-cal apresentam ISC acima de 100%, indicando que seria admissível a construção de camadas de base de solo modificado com 3% e 5% de cal, tanto mais quando se trata de EBV. Como já mostrado no Capítulo 3, a camada de solo-cal foi empregada como revestimento primário, como alternativa à prática regional de empregar solo residual granular (saibro) como revestimento primário.

Embora seja de esperar que o solo silto-argiloso modificado com 5% de cal tenha um melhor desempenho, o solo modificado com 3% de cal como revestimento primário é uma alternativa mais econômica e que também pode ser bem sucedida.

Os resultados obtidos nos ensaios de ISC e a análise dos mesmos serviram como incentivo para a pesquisa do desempenho de camadas de revestimento primário de solo com 3% e 5% de cal, dividindo-se o TEP1 em dois setores; um setor com revestimento primário de solo modificado com 3% de cal (TEP1_{S3C}) e outro com solo modificado com 5% de cal (TEP1_{S5C}).

Tendo sido planejada a construção de um trecho experimental de 100 m de comprimento, definiu-se que cada setor seria de 50 m de comprimento, mantendo-se a mesma espessura de 15 cm para as camadas de revestimento primário possibilitando uma efetiva comparação de desempenho.

4.1.4. Durabilidade das Misturas de Solo-Cal

Para verificar os efeitos do meio ambiente na integridade estrutural das camadas de revestimento primário do solo silto-argiloso modificado com cal, foram realizados ensaios de durabilidade pelo método de molhagem e secagem proposto por Hoover et al. (1958). Para complementar a análise, também foram realizados ensaios de durabilidade em misturas de solo com 7% e 9% de cal (S7C e S9C).

Tabela 4.6. Durabilidade das misturas solo-cal a ciclos de molhagem e secagem

Material	RCS (kPa)		RCS _{média} (kPa)		Qr (%)
	Com Ciclos	Sem Ciclos	Com Ciclos	Sem Ciclos	
S3C	864	1901	1018	1821	56
	1138	2028			
	1052	1535			
S5C	1342	2059	1399	2132	66
	1549	2251			
	1306	2088			
S7C	2489	2540	1976	2667	74
	1818	2491			
	1621	2971			
S9C	2274	2132	2260	2891	78
	2445	3544			
	2062	2996			

Os valores de RCS dos corpos-de-prova submetidos a ciclos e não submetidos a ciclos para todos os teores de cal, os valores médios de RCS para cada material e o quociente de resistência (Q_r) são apresentados na Tabela 4.6.

Para todas as misturas ensaiadas, verificou-se que os ciclos de molhagem e secagem provocaram redução da RCS. O Q_r aumenta com o aumento de teor de cal, passando de 56% para o material S3C para 78% para S9C; ou seja, a durabilidade do solo estabilizado com cal é maior quanto maior o teor de cal acrescentado.

À luz do critério de Marcon (1977), segundo o qual o limite mínimo admissível de Q_r para a estabilização de solos com cal é de 80%, apenas a mistura de solo com 9% de cal satisfaria. Assim, a durabilidade das misturas S3C e S5C, empregadas na construção dos trechos experimentais seria insatisfatória. Portanto, resulta de interesse analisar esta questão no monitoramento dos trechos experimentais de pavimento em verdadeira grandeza.

4.1.5. Ajustes Realizados para a Construção do Segundo Trecho Experimental

As conclusões da análise de desempenho do TEP1 e as dificuldades construtivas verificadas durante sua execução estimularam a construção de um segundo trecho experimental (TEP2) de 100 m de comprimento, com o objetivo fundamental de corrigir tais dificuldades e aprimorar a análise de desempenho de EBV com revestimentos primários em solo-cal.

O solo utilizado foi o mesmo utilizado no TEP1. No entanto, decidiu-se construir a camada de revestimento primário do TEP2 cimentando o solo silto-argiloso com 4%, em lugar dos teores de 3% e 5% de cal utilizados no TEP1.

Tabela 4.7. Parâmetros de compactação da mistura solo-cal do segundo trecho experimental

Material	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m^3)	$W_{\acute{o}t}$ (%)
S4C	17,3	16,0

Como não houve diferenças significativas entre os parâmetros de compactação dos materiais S3C e S5C ensaiados para o projeto do TEP1, adotaram-se como parâmetros de compactação para a construção e controle da camada de revestimento primário de solo-cal do TEP2 os apresentados na Tabela 4.7.

4.2. CONSTRUÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

O TEP1, com seus dois setores (TEP1_{S3C} e TEP1_{S5C}) foi construído no dia 17 de abril de 2008. A data não era a mais adequada para a construção, por estar em pleno desenvolvimento a safra de arroz e, portanto, sendo muito intenso o tráfego de caminhões. Além disso, a Direção de Obra da IDR, responsável pelas operações adotou o critério de construir a largura completa da estrada de uma só vez, ocasionando a interrupção do tráfego durante a construção. A continuação descreve-se detalhadamente o processo construtivo do TEP1, identificando as dificuldades observadas.

4.2.1. Espalhamento do Solo



Figura 4.5. Operações de espalhamento do solo

As operações de construção das camadas de revestimento primário de solo-cal dos dois setores (TEP1_{S3C} e TEP1_{S5C}) do TEP1 iniciaram-se com o espalhamento do solo ao longo dos 100 m de extensão do trecho, como pode ser observado na Figura 4.5. Quando colocado, foi observado que o solo estava com teor de umidade superior ao $w_{ót}$ de compactação, definido no laboratório. Sendo assim, a primeira medida corretiva adotada foi não acrescentar água para a compactação.

Uma vez lançado, o solo foi destorroado com uso de grade de discos e, logo após, espalhado com motoniveladora.

4.2.2. Distribuição da Cal

As etapas de distribuição da cal e sua mistura com o solo são mostrados na Figura 4.6. Sacos de 25 kg de cal foram colocados ao longo do trecho (Figura 4.6a), sendo que o espaçamento entre sacos de cal foi maior no setor TEP1_{S3C} do que no setor TEP1_{S5C}. Os sacos de cal foram rasgados e a cal distribuída (Figura 4.6b) como já foi descrito no Capítulo 3.



Figura 4.6. Operações de distribuição da cal e mistura ao solo. a) Colocação dos sacos de cal; b) Rasgado dos sacos de cal; c) Mistura da cal com o solo; d) Espalhamento da mistura do solo com a cal

A cal foi misturada com o solo passando um grade de disco (Figura 4.6c) e logo após a mistura foi espalhada com motoniveladora (Figura 4.6d). Foram necessárias várias passadas alternadas de grade de disco e motoniveladora para atingir uma mistura homogênea do solo com a cal. As operações de mistura e espalhamento foram finalizadas quando se constatou uniformidade na cor da mistura.

4.2.3. Compactação da Camada de Solo-Cal

Sabe-se que o tempo de demora entre a adição da água à mistura de solo-cal e a compactação afeta o ganho de resistência. Isto foi verificado no laboratório mediante ensaios de resistência à compressão simples da mistura S5C com 28 dias, compactado imediatamente após acrescentada a água (0 h) e com tempos de demora entre o acréscimo da água e a compactação de 1 h, 2 h, 4 h e 6 h. Os resultados são resumidos na Tabela 4.8, na qual são incluídos os graus de compactação (GC) considerando-se $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio na energia modificada. A evolução da RCS aos 28 dias com o tempo de demora entre a mistura e a compactação também é mostrada na Figura 4.7.

Tabela 4.8. Resistência à compressão simples aos 28 dias de solo com 5% de cal para diferentes tempos de demora entre a mistura e a compactação

Tempo (h)	GC (%)	GC _{médio} (%)	RCS (kPa)	RCS _{média} (kPa)
0	96,8	97,1	1248	1625
	97,7		1627	
	96,9		1623	
1	101,0	100,4	2507	2407
	100,9		2818	
	99,4		1897	
2	99,5	98,8	2138	2076
	97,3		1190	
	99,7		2014	
4	97,6	97,6	2475	1932
	97,5		2108	
	97,7		1756	
6	92,2	94,7	1213	1351
	95,8		1276	
	96,1		1565	

Verifica-se que a RCS aos 28 dias do material S5C varia com o adiamento da compactação. Os valores de RCS foram maiores quando o tempo de adiamento foi de 1 h do que quando a compactação foi realizada imediatamente após o acréscimo da água. As reações de troca catiônica e floculação iniciam imediatamente após acrescentada a água, melhorando a trabalhabilidade do material e com isso sua compactação. Este fato se verifica com o aumento do GC após 1 h de demora (Tabela 4.8).

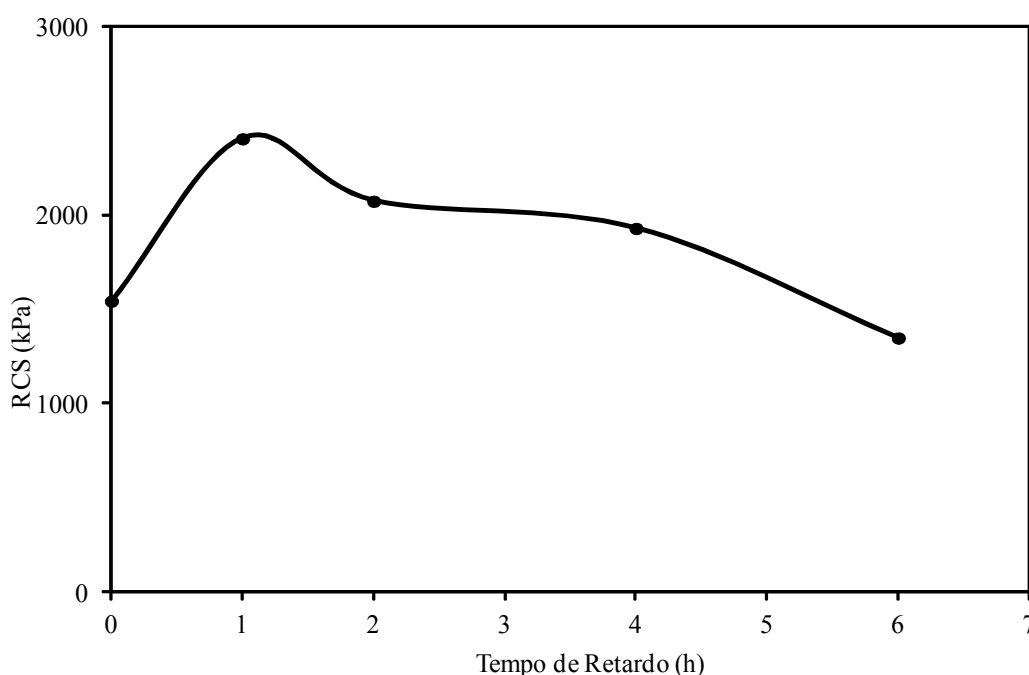


Figura 4.7. Evolução da resistência à compressão simples aos 28 dias de misturas de solo com 5% de cal com o tempo de demora entre a mistura e a compactação

Para demoras superiores a 1 h, observa-se uma queda gradual de RCS, coincidente com a queda do GC; mas apenas para demoras superiores a 4 h a RCS (e o GC) dos corpos-de-prova da mistura S5C é inferior à correspondente aos corpos-de-prova compactados logo após as misturas. Quando ocorre demora na compactação, parte dos produtos da hidratação que se unem às partículas do solo são quebrados durante a compactação e parte de cal se carbonata, o que pode causar perda de resistência não recuperável (Osinubi, 1988). Os resultados apresentados na Tabela 4.8 parecem indicar que eventuais efeitos benéficos na compactação da mistura S5C deixam de existir (e de fato tornam-se prejudiciais) para demoras superiores a 4 h.

A compactação das camadas de solo-cal do TEP1 não foi conduzida imediatamente após finalizada a mistura devido a que foi necessário liberar o tráfego de caminhões. Esta demora foi do entorno de 2 h, fato que poderia causar que o material das camadas compactadas não tivesse sua máxima resistência, porém, não afetando completamente o ganho de resistência.

A compactação foi realizada com uso de rolo liso vibratório (Figura 4.8), embora se acredite que o rolo pé de carneiro fosse o equipamento de compactação mais eficiente para o tipo de material pesquisado. Inicialmente foi usada a vibração, observando-se que o material trincava devido ao aumento da poro-pressão da água nos vazios, afetando a compactação. Daí que o uso da vibração foi interrompida para o resto da compactação.



Figura 4.8. Compactação das camadas de solo-cal

Na compactação se verificaram as dificuldades previstas com o equipamento disponível, associado ao alto teor de umidade inicial do solo. Mesmo que as reações alcalinas entre o hidróxido de cálcio da cal e os argilo-minerais do solo consumam água, este consumo durante a mistura e a compactação não foi suficiente para reduzir o teor de umidade para um valor próximo do $w_{ót}$; sendo um possível fator de redução da eficiência da compactação.

4.2.4. Condição Final de Construção do Primeiro Trecho Experimental

A condição final de construção das camadas de solo-cal do TEP1 foi avaliada mediante observação da condição superficial e controle de compactação com ensaios de densidade in situ pelo método do frasco de areia.

Os ensaios de controle de compactação foram conduzidos imediatamente após finalizada a construção das camadas de solo-cal em dois pontos: um ponto representativo do TEP1_{S3C} e outro representativo do TEP1_{S5C}. Na Tabela 4.9 são apresentados os resultados dos ensaios de densidade in situ pelo método do frasco de areia, teor de umidade, assim como o GC em relação aos $\gamma_{d\text{máx}}$ do ensaio Proctor Modificado de cada material.

Tabela 4.9. Resultados dos ensaios de controle de compactação do primeiro trecho experimental

Ponto	γ_d (kN/m ³)	w (%)	GC (%)	w- w _{ót} (%)
TEP1 _{S3C}	14,0	18	81	2,6
TEP1 _{S5C}	12,1	20	70	3,7

Os valores de γ_d medidos foram muito baixos para ambas as camadas de solo-cal, com um GC superior na camada do TEP1_{S3C} do que na camada do TEP1_{S5C}, devido a que a energia aplicada pelo rolo liso não foi suficiente, sendo necessário um maior número de passadas de rolo. Salienta-se que os valores de GC calculados também podem ter sido afetados pela baixa precisão na definição dos pontos ótimos das curvas de compactação de laboratório, antes assinaladas.

O teor de umidade da camada compactada no campo resultou superior ao w_{ót} definido nas curvas de compactação de laboratório nas duas camadas de solo-cal. A diferença entre o teor de umidade de compactação e o w_{ót} (w- w_{ót}) foi menor no TEP1_{S3C} do que no TEP1_{S5C}, o que coincide com o fato de que o GC medido no TEP1_{S3C} ter sido superior. O excesso de teor de umidade acima do w_{ót} foi mais uma causa da baixa eficiência das operações de compactação.

A Figura 4.9 ilustra a condição superficial imediatamente após finalizada a construção das camadas de solo-cal do TEP1. Pode-se observar a condição irregular da superfície do pavimento por ocorrência de pequenas panelas, trilhas de pneus de caminhões e do rolo compactador e trincas próximas às bordas externas. A mistura não ficou completamente homogênea, o que ficou explicitado pela heterogeneidade da coloração da superfície, havendo locais onde a aparência da superfície é francamente de solo.



Figura 4.9. Condição superficial final de construção das camadas de solo-cal do primeiro trecho experimental

As dificuldades na homogeneização da mistura do solo com a cal em condições de campo e com o método construtivo utilizado eram esperadas. No entanto, as irregularidades superficiais foram consequência do teor de umidade de compactação acima do w_{ot} e do uso de rolo compactador liso.

4.2.5. Ajustes Realizados para a Construção do Segundo Trecho Experimental

O TEP2 foi construído no dia 3 de março de 2011, pouco antes do início da safra de arroz. Embora, a estrada estivesse na zona urbana de Cebollatí, o tráfego foi direcionado para outras estradas, permitindo executar as operações a um ritmo adequado. Neste caso, também foi construída toda a largura da pista de rolamento de uma só vez. A partir da experiência construtiva do TEP1 realizaram-se alguns ajustes para a construção da camada de solo modificado com 4% de cal do TEP2.

O solo foi seco ao ar antes de ser espalhado ao longo dos 100 m de comprimento, possibilitando uma melhor mistura com a cal e ter um melhor controle do teor de umidade de compactação. No entanto, a compactação da camada de S4C foi realizada novamente com rolo liso.

O processo construtivo foi similar ao da construção do TEP1, salvo que a água foi acrescentada uma vez homogeneizada a mistura solo-cal, mediante sucessivas passadas de caminhão distribuidor. As fases de construção são ilustradas na Figura 4.10.



Figura 4.10. Etapas de construção do segundo trecho experimental

O solo com a umidade natural foi espalhado mediante sucessivas passadas de grade de disco e motoniveladora (Figura 4.10a). Logo após, colocaram-se uniformemente distribuídos os sacos de cal de 25 kg (Figura 4.10b), os sacos foram rasgados e a cal espalhada e misturada com o solo, mediante sucessivas passadas de grade de discos e motoniveladora (Figura 4.10c e Figura 4.10d). A água foi acrescentada mediante sucessivas passadas de caminhão distribuidor e homogeneizada mediante sucessivas

passadas de grade de disco e motoniveladora. Finalmente a camada foi compactada com compactador de rolo liso (Figura 4.10e).

Do mesmo modo que no TEP1, a condição final de construção da camada de solo-cal do TEP2 foi avaliada mediante observação da condição superficial e controle de compactação com ensaios de densidade in situ pelo método do frasco de areia.

Na Figura 4.10f pode-se observar que com os ajustes realizados para a construção da camada de S4C, no TEP2 obteve-se uma condição superficial do pavimento mais regular do que do pavimento do TEP1. Contudo, a homogeneidade da mistura resultou similar à obtida no TEP1, já que o método construtivo também o foi. O sistema de espalhamento com grade de disco e motoniveladora mostrou-se pouco eficiente para homogeneizar a mistura de solo com a cal e a água.

Ensaio de densidade in situ pelo método do frasco de areia foram realizados na camada de revestimento primário de S4C, semanas após sua construção. Ensaíram-se três pontos, chamados de DS1, DS2 e DS3, com os resultados de γ_d e GC indicados na Tabela 4.10. Os teores de umidade medidos não são incluídos por não serem representativos do teor de umidade de compactação da camada. Os GC medidos nos pontos DS1 e DS2 foram similares e relativamente baixos, no entanto, no ponto DS3 o GC medido foi bem diferente e o γ_d da ordem do $\gamma_{d\text{máx}}$ do ensaio de Proctor na energia modificada.

Tabela 4.10. Resultados dos ensaios de controle de compactação do segundo trecho experimental

Ponto	γ_d (kN/m ³)	GC (%)
DS1	15,7	91
DS2	15,9	92
DS3	17,5	101

Uma vez que a estrutura do pavimento e os procedimentos de construção foram similares, a explicação para a diferença de GC entre os pontos de controle pode ser atribuída à heterogeneidade da mistura, resultante do método artesanal de construção. Novamente, destaca-se que os valores relativamente baixos de GC nos pontos DS1 e

DS2 são atribuídos ao método construtivo e baixa eficiência do rolo compactador liso para compactar este tipo de material.

No entanto, os ajustes realizados na construção do TEP2, nominalmente o controle do teor de umidade de compactação e a realização desta imediatamente após acrescentada e homogeneizada a água, permitiram melhorar a compactação da camada de solo modificado com cal, comparada com os resultados alcançados na compactação no TEP1. Mesmo os menores valores de GC medidos no TEP2 (91%, Tabela 4.10) são maiores do que o maior valor de GC medido no TEP1 (81%, Tabela 4.9).

4.3. DESEMPENHO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

O desempenho dos pavimentos dos TEP foi analisado mediante monitoramentos ao longo do tempo. A avaliação da serventia foi realizada mediante observações da condição superficial do pavimento, enquanto a capacidade estrutural foi avaliada com medidas de deflexão com Viga Benkelman.

4.3.1. Pavimento do Primeiro Trecho Experimental

O TEP1 foi liberado ao tráfego imediatamente após sua construção, sem tempo suficiente para permitir o início das reações pozolânicas de longo prazo que fornecem resistência às misturas de solo-cal. A construção aconteceu em plena safra de arroz, momento no qual o pavimento foi submetido ao tráfego mais intenso quando a camada de solo modificado com cal ainda não era suficientemente resistente e rígida.

Tabela 4.11. Monitoramentos do pavimento do primeiro trecho experimental

Monitoramento	Data	Tempo de Serviço (dias)
M1	17/04/2008	0
M2	26/08/2008	131
M3	11/05/2012	1485
M4	5/12/2012	1693

Realizaram-se 3 monitoramentos da condição superficial e estrutural, além do monitoramento executado imediatamente após a construção do TEP1, como é resumido na Tabela 4.11.

O segundo monitoramento foi realizado em agosto de 2008, 4 meses após construído o TEP1 e já finalizada a safra de arroz. O TEP1 foi construído no primeiro mês do outono, caracterizado por temperaturas médias e poucos eventos de chuva. O segundo monitoramento foi realizado no inverno, caracterizado no Uruguai por baixas temperaturas e frequentes chuvas; iniciando-se esta condição climática a partir do mês de maio quando culmina a safra de arroz. No inverno, embora seja mais lento o desenvolvimento de reações pozolânicas e a cristalização dos produtos cimentantes por elas gerados, o volume de tráfego é menor, pois a safra já foi encerrada. As condições ambientais foram mais favoráveis para as reações alcalinas, justamente quando o pavimento foi submetido às maiores solicitações do tráfego (a safra).

Os dois últimos monitoramentos foram realizados em maio e dezembro de 2012. Em maio de 2012, o TEP1 tinha pouco mais de 4 anos de serviço (49 meses). O terceiro monitoramento foi feito apenas finalizada a safra de arroz de 2012, sendo que o TEP1 tinha suportado o tráfego de caminhões decorrente de 5 safras e 4 plantios desde sua construção.

Pode-se estimar que na época do terceiro monitoramento o pavimento do TEP1 tinha sido submetido a um volume de tráfego acumulado de aproximadamente 125000 ESAL. O último monitoramento foi realizado ao final da sessão de plantio da safra 2013, adicionando um volume de tráfego de cerca de 5000 ESAL.

O incremento de volume de tráfego de 125000 ESAL para 130000 ESAL é pouco significativo para efeitos estruturais. O que motivou a realização destes dois monitoramentos, espaçados de apenas sete meses, foi o interesse de se observar a resposta estrutural do pavimento em condições climáticas bem diferentes. O monitoramento de maio correspondendo à estação de outono, frio e úmido, e o monitoramento de dezembro na primavera avançada, mais quente.

4.3.1.1. Monitoramento da Condição Superficial

A Figura 4.11 ilustra a condição superficial das camadas de solo-cal do TEP1 em agosto de 2008, incluindo novamente as fotos da Figura 4.9 para efeito de comparação. Como pode se observar, a condição superficial das camadas de solo modificado com cal em agosto de 2008 é muito similar à condição superficial final de construção em abril de 2008, já que as irregularidades são praticamente as mesmas; sem notável desenvolvimento de panelas nem deformações permanentes (trilhos de roda). Nas fotos tiradas no monitoramento de agosto de 2008, as panelas e as trilhas de roda são mais aparentes devido à chuva acontecida no dia anterior. Além disso, pode-se observar a condição de saturação do subleito.



Figura 4.11. Condição superficial das camadas de solo-cal no TEP1 imediatamente após a construção (abril 2008) e quatro meses depois (agosto 2008)

Contudo, apesar do baixo GC e elevado teor de umidade das camadas de solo modificado com cal, do intenso tráfego experimentado durante a safra de arroz, de ter sido liberado o tráfego sobre o pavimento imediatamente após a construção, sem tempo suficiente para o desenvolvimento das reações cimentantes, e a condição de trabalho ruim do subleito; não houve deformação excessiva das camadas de solo-cal e do pavimento.

Dois problemas foram registrados desde o início da vida de serviço do TEP1.

O primeiro problema diz com relação à segurança viária. Em alguns pontos do TEP1, as camadas de revestimento primário em solo-cal expostas ao meio ambiente, após chuvas acumulavam água na superfície, o que lhes conferia uma textura demasiadamente lisa que causava deslizamentos dos veículos, particularmente os mais leves; sendo uma condição crítica de segurança.

Tanto o solo como a cal são materiais finos. Quando misturados, apesar da flocculação que modifica a textura, o material resultante continua sendo fino (granulometria de silte ou de areia fina). A baixa rugosidade da superfície do material estabilizado afeta a segurança dos usuários da via, sendo esta mais baixa quando a camada de solo-cal está molhada.

Além disso, a heterogeneidade da mistura de solo e cal, resultante do processo construtivo, pode ter causado que em pontos das camadas exista um material ainda plástico, por ser o teor de cal inferior ao necessário para promover a cimentação. Estes dois fatores podem ser a causa da baixa condição de segurança ao tráfego observada. Embora, esta condição não tenha levado à formação de trilhos de roda.

O segundo problema diz com relação ao conforto e a saúde de usuários e moradores vizinhos. Foi observada a emissão de pó, quando as camadas de solo-cal estão em condição seca. Este problema é comum em vias com revestimentos com elevado teor de finos, como é o caso das camadas de solo-cal, afetando a condição de segurança do tráfego.

Para resolver os dois problemas, a Administração Municipal decidiu colocar no início do ano 2011 uma camada delgada de material granular, de 1 a 2 cm de espessura, acima da camada de solo-cal. O material utilizado é da mesma origem do que o tradicionalmente utilizado na construção ou manutenção das camadas de revestimento

primário das estradas da região de estudo. Isto é, um material granular residual de riolito vermelho transportado por 80 km desde a localidade de Lascano.

A obra de manutenção foi executada nos primeiros meses de 2012. Previamente à colocação do material residual, as camadas de solo-cal foram re-perfiladas com motoniveladora. Logo após, foi colocado o material residual, espalhado com motoniveladora e compactado com rolo liso. A solução efetivamente aumentou o atrito da superfície de rolamento ao tráfego, eliminando praticamente o problema de deslizamento de veículos, e reduziu sensivelmente a emissão de pó. Porém, não é de se esperar que esta camada residual aumente a capacidade estrutural do pavimento, por ser muito delgada e ter módulo de elasticidade muito inferior ao da camada de solo-cal.

O problema de falta de rugosidade foi, assim, resolvido mostrando ser esta uma boa prática a se incorporar no projeto de pavimentos de EBV com camadas de revestimento primário em solo-cal.

Embora essa prática aumente os custos de construção de pavimentos com camadas de revestimento primário em solo local modificado com cal, devido ao elevado custo de transporte do material residual de riolito desde localidades muito distantes, estes custos continuam sendo menores do que os correspondentes à construção dos pavimentos tradicionais da região, além de serem muito mais duráveis, reduzindo significativamente o custo ao longo do ciclo de vida.

No monitoramento de dezembro de 2012, foram realizados furos com trado de concha em pontos dos TEP_{S3C} e TEP_{S5C} para verificar as estruturas dos mesmos depois das obras de manutenção e de mais de 4 anos de serviço. As estruturas observadas são esquematizadas na Figura 4.12, salientando-se que não foi observada água nos furos.

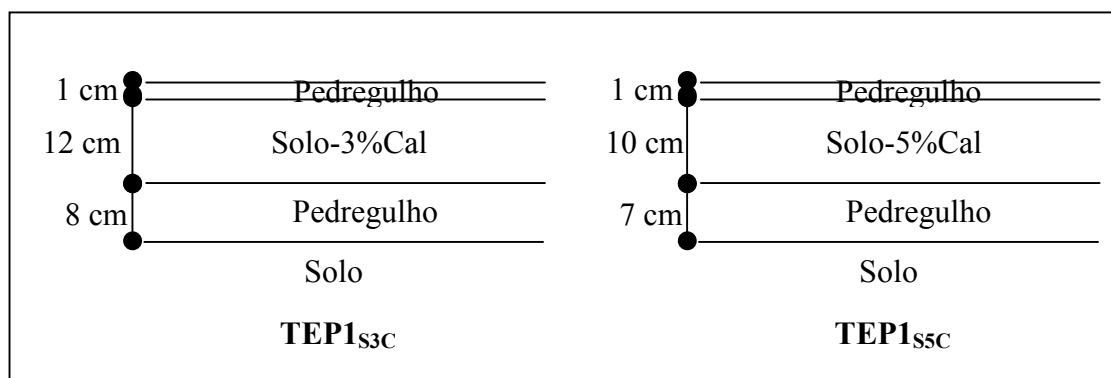


Figura 4.12. Estruturas atuais dos pavimentos do primeiro trecho experimental

Nos furos realizados verificou-se que embora a camada de material residual de riolito vermelho fosse delgada, sua compactação não provocou sua cravação nas camadas de solo-cal. Como o material residual possui pouca fração fina, ocorre sua abrasão pelo tráfego e desgaste superficial da camada de revestimento, como pode ser observado nas fotos do TEP1 tiradas em abril de 2013 (Figura 4.13).



Figura 4.13. Desgaste superficial da camada de material residual de riolito no primeiro trecho experimental

Para evitar este problema, seria recomendável forçar a penetração superficial do material residual na camada de solo-cal, construindo assim uma camada delgada de revestimento conformada por uma mistura de solo-cal-saibro. A camada de material residual deveria ser compactada imediatamente após construída a camada de solo-cal, quando ainda não ocorreram as reações pozolânicas entre o solo e a cal, possibilitando a penetração do material granular.

A reperfilagem das camadas de solo-cal reduziu sua espessura de 15 cm para 10 a 12 cm, o que poderia afetar a capacidade estrutural dos pavimentos do TEP1, diminuindo sua vida útil, seja pela aceleração das deformações permanentes ou esmagamento ou trincamento da própria camada de solo-cal.

A condição superficial do TEP1 em abril de 2013 é mostrada nas fotos da Figura 4.14. Comparando-se as fotografias da Figura 4.11, com as da Figura 4.14, não se percebem diferenças notórias na condição superficial do TEP1, após 5 anos de serviço.



Figura 4.14. Condição superficial do primeiro trecho experimental com 5 anos de serviço (abril de 2013)

Com um volume de tráfego estimado em mais de 150000 ESAL solicitando os pavimentos do TEP1, não havia à época um desenvolvimento observável de afundamento de trilhas de roda, esmagamento ou trincamento na camada de solo modificado com cal. Isto, apesar das dificuldades observadas durante a construção das camadas modificadas (baixo GC alcançado e elevado teor de umidade de compactação), do tráfego pesado (da safra) atuando sobre os pavimentos imediatamente após a construção do TEP1, sem tempo suficiente para o desenvolvimento das reações cimentantes, e a condição de trabalho ruim do subleito, quase permanentemente saturado.

Ainda não é possível tirar alguma conclusão sobre os efeitos das modificações realizadas no TEP1, particularmente a redução da espessura das camadas de solo-cal, na sua vida útil; devido ao pouco tempo transcorrido desde estas modificações. Contudo, a avaliação da evolução da condição superficial permite afirmar que as camadas de solo-cal têm possibilitado tráfego durante todas as estações do ano e que a prática de cobrir-se a mesma com material residual de riolito tem-se mostrado satisfatória para corrigir a deficiência de atrito pneu-pavimento e reduzir a emissão de pó.

4.3.1.2. Monitoramento da Capacidade Estrutural

Quatro monitoramentos da capacidade estrutural do TEP1 foram realizados mediante medidas de deflexão com uso de Viga Benkelman, como é resumido na Tabela 4.11. Pontos representativos do TEP1_{S3C} e outro do TEP1_{S5C} foram fixados para o monitoramento da capacidade estrutural, como é esquematizado na Figura 4.15.

Também foi considerado um ponto de controle (PC) no pavimento tradicional (sem camada de solo-cal) adjacente ao TEP1.

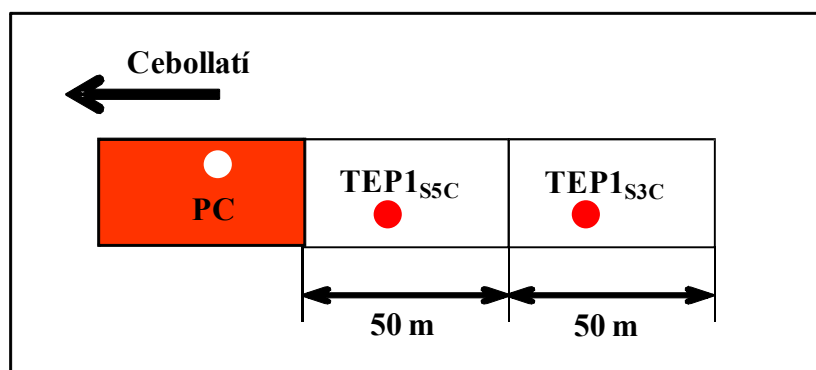


Figura 4.15. Localização de pontos fixos de monitoramento da capacidade estrutural do primeiro trecho experimental

A Tabela 4.12 mostra as deflexões máximas ($D_{\text{máx}}$) quando o caminhão se localiza no ponto de leituras de Viga Benkelman e as deflexões medidas quando o caminhão se afasta 2,5 m; 3,7 m; 5 m e mais de 9 m ($D_{2,5}$, $D_{3,7}$, D_5 e D_{∞}) deste, nos três pontos fixos definidos e nos 4 monitoramentos realizados.

Tabela 4.12. Medidas de deflexão com Viga Benkelman nos monitoramentos do primeiro trecho experimental por ponto fixo de leitura

Monitoramento	Tempo (dias)	Ponto	Deflexão (10^{-2} mm)				
			$D_{\text{máx}}$	$D_{2,5}$	$D_{3,7}$	D_5	D_{∞}
M1	0	PC	131	9	1	0	0
		TEP1 _{s3C}	264	20	4	2	0
		TEP1 _{s5C}	224	20	7	4	0
M2	131	PC	93	15	7	4	0
		TEP1 _{s3C}	67	9	2	2	0
		TEP1 _{s5C}	65	12	1	1	0
M3	1485	PC	198	7	0	0	0
		TEP1 _{s3C}	109	3	0	0	0
		TEP1 _{s5C}	202	3	0	0	0
M4	1693	TEP1 _{s3C}	93	1	0	0	0
		TEP1 _{s5C}	236	3	0	0	0

A Figura 4.16 mostra as bacias de deflexão nos três pontos de controle nos monitoramentos M1, M2, M3 e M4. Observa-se que as bacias de deflexão dos dois setores do TEP1 (TEP1_{S3C} e TEP1_{S5C}) e do pavimento de controle (sem camada de solo-cal) são similares em forma para todos os monitoramentos. A deflexão diminui rapidamente quando o caminhão se afasta até 2,5 m da ponta da Viga Benkelman e depois se estabiliza.

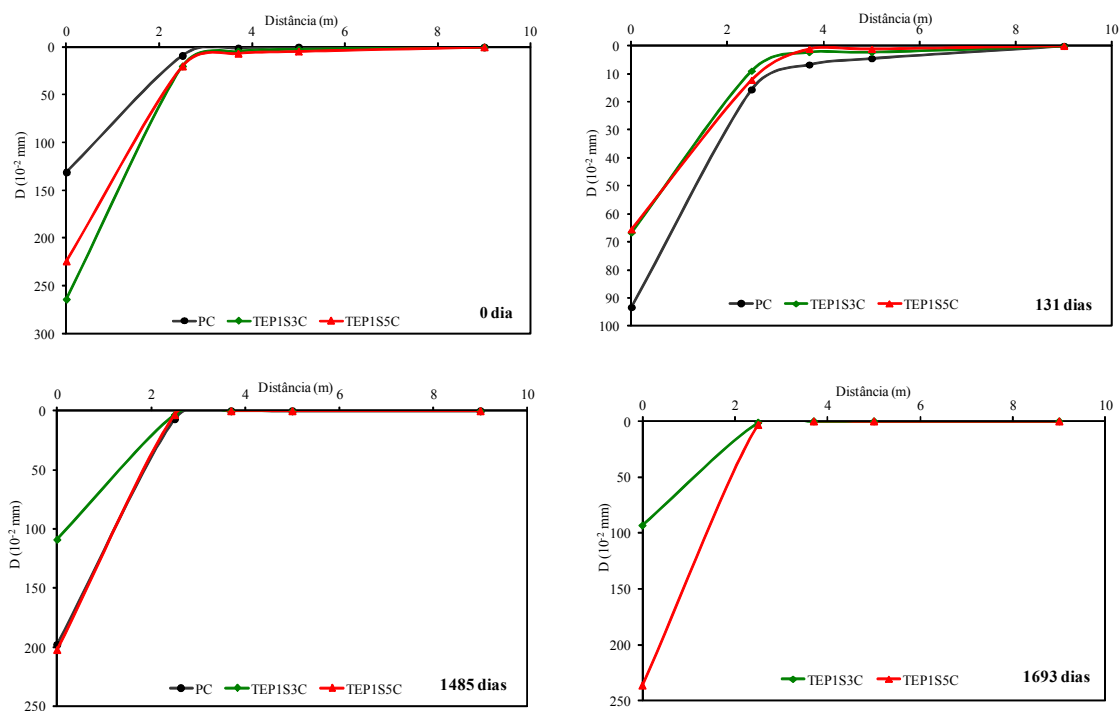


Figura 4.16. Bacias de deflexão nos pontos fixos nos quatro monitoramentos do primeiro trecho experimental

Na Figura 4.17 é mostrada a evolução das deflexões com o tempo nos três pontos monitorados. No monitoramento realizado imediatamente após a construção do TEP1 (M1) verificou-se que a deflexão no PC era aproximadamente a metade das deflexões medidas nos pontos TEP1_{S3C} e TEP1_{S5C}. Imediatamente após construídas, sem tempo para o desenvolvimento das reações cimentantes, as camadas de solo-cal se comportam sob carga de tráfego como um material silto-argiloso. No entanto, a camada de revestimento primário do pavimento de controle é um material graúdo menos deformável que o solo silto-argiloso, resultando em menor deflexão.

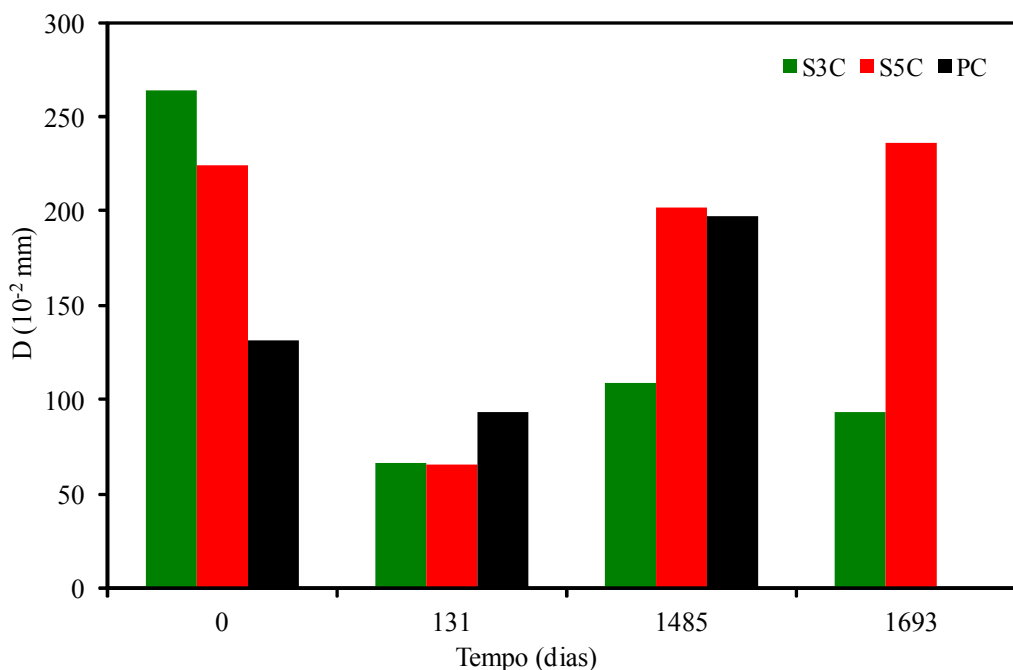


Figura 4.17. Evolução das deflexões com o tempo de serviço do pavimento nos pontos de controle do primeiro trecho experimental

A deflexão medida no TEP1_{S5C} foi 20% menor do que a deflexão medida no TEP1_{S3C}. As reações rápidas são mais intensas quanto maior o teor de cal, resultando que o material S5C é menos plástico e menos deformável do que o material S3C, refletindo-se em uma menor deflexão.

No segundo monitoramento (M2), 4 meses após a construção do TEP1, observou-se uma significativa redução da deflexão em ambos os setores com camadas de solo-cal, sendo esta redução da ordem de 75% e 71% para TEP1_{S3C} e TEP1_{S5C} respectivamente. Com o tempo as reações cimentantes entre os íons cálcio da cal e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo se desenvolveram, dando como resultado um material menos deformável, o que se reflete na redução da deflexão do pavimento. As deflexões nos pavimentos com camadas de solo-cal foram menores do que a deflexão no pavimento de controle, indicando que as reações cimentantes desenvolvem um material menos deformável do que o material granular de revestimento primário do pavimento de controle (sem camada de solo-cal).

O ganho de rigidez verificado entre os monitoramentos M1 e M2 para as duas misturas de solo-cal aconteceu depois do TEP1 ter sido aberto ao tráfego, imediatamente

finalizada sua construção, em plena safra de arroz, quando o trânsito de caminhões é o mais intenso do ano. Este aumento de rigidez foi significativo apesar de que as camadas de solo-cal tinham um grau de compactação (GC) baixo e um elevado teor de umidade. Este desempenho confirma a efetividade da estabilização de solos silto-argilosos com cal.

Os dois primeiros monitoramentos ocorreram nos meses de abril e agosto, ou seja, no outono e no inverno. Como se sabe, as reações pozolânicas são influenciadas pela temperatura (Bhattacharja et al., 2003). Uma maior temperatura de cura acelera as reações e a taxa de ganho de resistência, no entanto temperaturas baixas retardam as reações. Além disso, a evolução da resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral do solo silto-argiloso modificado com cal foi mais acelerado nos primeiros dias como se pode observar na Figura 3.23. Sendo assim, é lógico supor-se que o maior desenvolvimento das reações pozolânicas verificadas entre os monitoramentos M1 e M2 tenha acontecido nos primeiros meses, sendo relativamente rápidas.

As deflexões medidas em TEP_{1S3C} e TEP_{1S5C} no monitoramento M2 foram praticamente iguais, indicando que o ganho de rigidez dos materiais S3C e S5C no período avaliado foi similar. A maior queda da deflexão no TEP_{S3C} em relação à do TEP_{S5C} entre os dois monitoramentos demonstraria que a estabilização do solo silto-argiloso com 3% de cal é mais eficiente do que a estabilização com 5% e que, portanto, os métodos de dosagem de misturas ótimas utilizados na pesquisa (método do pH e método de Thompson) são confiáveis.

As deflexões medidas no monitoramento M3 (maio 2012) foram maiores nos dois pontos de teste do TEP1 (TEP_{1S3C} e TEP_{1S5C}) e no ponto do pavimento de controle (PC). A taxa de incremento de deflexão entre o monitoramento M2 e o monitoramento M3 foi maior no TEP_{S3C} do que no TEP_{S5C} , sendo de 1,6 e 3,1 respectivamente. Mesmo assim, as deflexões medidas em ambos os pavimentos continuaram sendo menores que as medidas imediatamente após a construção do TEP1 (monitoramento M1). As deflexões nos pontos de medida no TEP_{S3C} e no TEP_{S5C} no monitoramento M3 representam o 41% e 90% respectivamente dos valores medidos no monitoramento M1.

Entre o monitoramento M2 e o monitoramento M3 foram realizadas as operações de colocação de material granular sobre as camadas de solo-cal para procurar aumentar o atrito superficial do pavimento e reduzir a emissão de pó. Como foi dito no item anterior, parte das operações foi a reperfilagem da superfície o que ocasionou a redução da espessura das camadas de solo-cal de 15 cm para 10 a 12 cm, além do desgaste provocado pelos tráfego de veículos. A redução de espessura das camadas cimentadas significa um aumento da tensão vertical no topo do solo do subleito do pavimento, aumentando sua deformabilidade o que se reflete no aumento da deflexão do pavimento, podendo ser a causa do aumento das deflexões entre o monitoramento M2 e o monitoramento M3 no TEP1.

O local do TEP_{S5C}, onde foram medidas as deflexões, situa-se em uma zona morfológicamente levemente mais baixa do que o local de medição no TEP_{S3C}. Como pode observar-se na Figura 4.18, o entorno do TEP_{S5C} é uma zona de alagamento permanente, enquanto que o TEP_{S3C} apresenta as valetas com água quase permanentemente, porém o entorno é mais seco. No TEP_{S5C} o subleito está permanentemente saturado e o grau de saturação da camada de material granular (sob a camada de solo-cal) é variável, no entanto no TEP_{S3C} o grau de saturação do subleito é variável, chegando à saturação apenas ocasionalmente. A deformabilidade do solo do subleito e da camada de material granular depende do grau de saturação, sendo maior no TEP_{S5C} do que no TEP_{S3C} o que se reflete na maior deflexão verificada no pavimento com camada de solo modificado com 5% de cal.



Figura 4.18. Condição morfológica dos setores do primeiro trecho experimental

As deflexões medidas no TEP_{SSC} e no PC (sem cal) no monitoramento M3 foram muito similares. O incremento de deflexão ocorrido no TEP_{SSC} entre o monitoramento M2 e o monitoramento M3 foi maior do que o incremento de deflexão sucedido no PC (3,1 e 2,1 vezes respectivamente). Parece que o desempenho sob carga de tráfego e mesmas condições de meio ambiente (grau de saturação) é similar em ambos os tipos de pavimento. No entanto, a formação de panelas e de afundamentos de trilho de rodas é mais frequente no pavimento tradicional (sem cal) do que no pavimento experimental (com camada de solo-cal).

A medida de deflexão é um indicativo da rigidez da estrutura do pavimento, mas a rigidez é um fator necessário porém não suficiente na determinação da vida útil de um pavimento. A vida de fadiga de materiais modificados é o outro parâmetro fundamental para o dimensionamento de pavimentos.

As leituras de deflexão no TEP1_{S3C} e TEP1_{S5C} no monitoramento M4 foram similares às medidas observadas nos mesmos pontos no monitoramento M3, sendo as diferenças da mesma ordem do erro do ensaio. A deflexão medida no TEP1_{S3C} foi 86% do valor medido no monitoramento M3, enquanto a deflexão medida no TEP1_{S5C} foi 20% superior à medida no monitoramento M3.

O tempo transcorrido entre o monitoramento M3 e o monitoramento M4 foi de 7 meses, o que comparado com os 4 anos de serviço do TEP1 é relativamente curto para se esperar uma mudança na capacidade estrutural do pavimento. Além disso, os sete meses corresponderam aos meses de menor tráfego (maio – dezembro) e, portanto, o volume de tráfego correspondente deve ter sido insuficiente para conduzir a um aumento das deflexões. Acredita-se que as mudanças nas deflexões entre os monitoramentos do ano 2012 se devem principalmente às mudanças de teor de umidade das camadas do pavimento.

Com 5 anos de vida de serviço os dois setores do TEP1 não apresentam afundamento nas trilhas de rodas e nas camadas cimentadas não se observam trincas ou esmagamento. As deflexões se encontram em um patamar que indicaria que o pavimento pesquisado estaria na fase de vida de fadiga efetiva (Theyse et al., 1996). Pode-se considerar que o desempenho do TEP1 é plenamente satisfatório, levando em conta as dificuldades construtivas já mencionadas, as condições em que foi liberado ao

tráfego e às modificações sofridas. Além disso, as camadas de solo-cal por não terem cobertura estão expostas a ação direta do tráfego, suportando as máximas cargas que este transmite ao pavimento e às mudanças que o meio ambiente impõe.

É prática comum aplicar um fator de segurança ao teor de cal ótimo determinado em laboratório, para levar em conta a heterogeneidade causada pelo método de construção, distribuição e mistura de cal em grande escala e impurezas na composição da cal. Por tais motivos, adotou-se a construção de um setor do TEP1 com uma camada de solo modificado com 5% de cal. No entanto, o desempenho semelhante verificado para as duas camadas de solo-cal sugere que a aplicação de coeficientes de segurança seria desnecessária. Para assegurar uma melhor homogeneidade da mistura solo-cal, seria suficiente adotar o valor mais conservador dos dois métodos de dosagem de mistura analisados. Para o caso de estudo o teor de cal recomendado seria de 4%.

4.3.2. Pavimento do Segundo Trecho Experimental

O TEP2 foi construído em março de 2011, partindo da experiência adquirida na construção e monitoramento do TEP1. As condições iniciais de tráfego, imediatamente após liberado o TEP2, foram similares às de o TEP1 já que na hora da construção iniciava a safra de arroz. A camada de solo modificado com 4% de cal sofreu o tráfego mais intenso quando tinha uma baixa capacidade estrutural. Contudo, o tráfego de caminhões transportando arroz é menor durante a safra no TEP2 do que no TEP1. Sendo também uma estrada urbana, seu pavimento suporta maior volume de tráfego de veículos de passeio durante todo o ano.

Realizaram-se 3 monitoramentos da condição superficial e estrutural desde a construção do TEP2, sendo os últimos dois coincidentes em data com os dois últimos monitoramentos do TEP1. A Tabela 4.13 resume os monitoramentos feitos no TEP2.

O primeiro monitoramento foi realizado em agosto de 2011, 5 meses após construído o TEP2 e já finalizada a safra de arroz. O TEP2 foi construído no último mês do verão, com temperaturas mais elevadas do que na data de construção do TEP1. Março também é um mês caracterizado por poucos eventos de chuva.

Tabela 4.13. Monitoramentos do pavimento do segundo trecho experimental

Monitoramento	Data	Tempo (dias)
M1	18/08/2011	168
M2	11/05/2012	442
M3	5/12/2012	650

Do mesmo modo que o segundo monitoramento do TEP1, o primeiro monitoramento do TEP2 foi realizado no inverno, que como já foi dito é caracterizado no Uruguai por baixas temperaturas e frequentes eventos de chuva, sendo condições ambientais pouco favoráveis para as reações cimentantes entre os íons cálcio da cal e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo.

Os dois últimos monitoramentos foram realizados em maio e dezembro de 2012. Em maio de 2012, o TEP2 tinha pouco mais de 1 ano de serviço (14 meses). O segundo monitoramento foi feito apenas finalizada a safra de arroz de 2012, sendo que o pavimento do TEP2 tinha suportado 2 safras e 1 plantio desde sua construção; estimando-se um total de 19000 ESAL. O último monitoramento correspondeu ao final do plantio da safra 2013, adicionando uns 1200 ESAL com relação ao monitoramento de maio de 2012. O monitoramento de maio foi realizado no outono, estação fria e úmida, e o monitoramento de dezembro na primavera avançada, quente e mais chuvosa.

4.3.2.1. *Monitoramento da Condição Superficial*

A Figura 4.19 ilustra a condição superficial da camada de solo-cal imediatamente após a construção do TEP2 em março de 2011, incluindo-se uma imagem da condição superficial da camada de solo-cal imediatamente após a construção do TEP1.

Como se pode observar, a condição superficial inicial da camada de solo modificado com cal do TEP2 era melhor do que a condição superficial da camada de solo-cal do TEP1. No TEP2 não se observam irregularidades tipo panelas ou trilhas nem trincas na borda da camada, sendo o resultado de uma mais efetiva compactação.

Na Figura 4.19 se pode ver a reconstrução da valeta da direita, executada como parte das obras de construção do TEP2. A valeta foi aprofundada de modo a permitir o esgotamento da água e evitar sua percolação para o subleito. A valeta da esquerda não

foi modificada já que seu estado permitia um adequado funcionamento, como pode ser visto na Figura 4.20.



Figura 4.19. Condição superficial das camadas de solo-cal imediatamente após a construção do segundo trecho experimental e do primeiro trecho experimental



Figura 4.20. Condição de uma valeta no segundo trecho experimental

As mesmas deficiências de rugosidade da camada de solo-cal e de emissão de pó observadas no TEP1 aconteceram desde o início da vida de serviço do TEP2. Embora, a emissão de pó não seja uma condição crítica de segurança ao tráfego, é uma condição crítica ambiental por estar localizado o TEP2 numa zona urbanizada de Cebollatí (Figura 4.20).

Para resolver ambos os problemas observados, do mesmo modo do que no TEP1, a Administração Municipal colocou nos primeiros meses de 2012 uma camada delgada de

cobertura de material granular, de 1 a 2 cm de espessura, sobre a camada de solo-cal. Foi utilizado o mesmo material residual de riolito vermelho transportado 80 km desde Lascano. Também, a camada de solo-cal foi previamente reperfilada com motoniveladora e coberta com material residual de riolito que foi espalhado com motoniveladora e compactado com rolo liso. A solução efetivamente aumentou o atrito da superfície de rolamento do tráfego e reduziu sensivelmente a emissão de pó.

Nos monitoramentos M2 e M3 observou-se uma rápida abrasão da camada de cobertura pelo tráfego, devido a que o material residual, por possuir poucos finos, não tem coesão e na compactação não se logrou sua penetração na camada de solo-cal. Mais uma vez, se observa a utilidade de colocar uma camada delgada desse material granular como cobertura da camada de solo-cal para satisfazer a condição funcional de acrescentar rugosidade à superfície do pavimento e reduzir a emissão de pó. Insiste-se, porém, que esta camada, por ser delgada, não aumenta a capacidade estrutural do pavimento, a qual depende fundamentalmente da camada de solo-cal.

Para verificar os efeitos da reperfilagem da camada de solo modificado com 4% de cal na espessura e, portanto, na capacidade estrutural do pavimento, foi realizado um furo no pavimento com emprego de trado de concha. A estrutura observada é esquematizada na Figura 4.21.

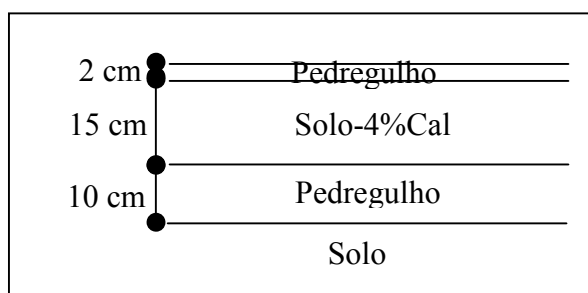


Figura 4.21. Estrutura de pavimento do segundo trecho experimental após a reperfilagem da camada de solo-cal e distribuição de cobertura granular

Observa-se que neste caso a obra de manutenção não afetou a espessura da camada de solo modificado com 4% de cal, diferentemente do acontecido no TEP1, não modificando, portanto, a capacidade estrutural do pavimento. Verificou-se que a compactação da camada de cobertura de material residual de riolito vermelho não provocou sua penetração na camada de solo-cal.

Nos monitoramentos realizados no TEP2 observou-se que a condição superficial, após 2 anos de serviço, não experimentou mudanças notáveis com relação à condição ao final de construção. Com um volume de tráfego estimado em cerca de 29000 ESAL no pavimento do TEP2, apenas se formaram algumas panelas de pequeno diâmetro, que estão associadas à heterogeneidade da mistura do solo com a cal resultante do método construtivo da camada e à variabilidade do processo de compactação quanto ao teor de umidade e à energia aplicada. Contudo, a frequência e as dimensões das panelas são menores do que as observadas no pavimento tradicional (sem solo-cal) contíguo ao TEP2.

No TEP2 não se observaram até o presente afundamento nas trilhas de roda ou esmagamento ou trincamento da camada de solo modificado com cal. Isto, apesar de que o método e o equipamento construtivo utilizados não permitiram que a mistura solo-cal fosse suficientemente homogênea e que a compactação fosse a desejada (resultando em baixo GC) e, ainda, que houvesse intenso tráfego solicitando o pavimento imediatamente após sua construção, sem tempo suficiente para o desenvolvimento das reações cimentantes.

Embora 2 anos seja um tempo de vida de serviço curto para tirar maiores conclusões sobre os efeitos do tráfego e o meio ambiente na condição superficial do TEP2, a experiência acumulada com sua construção e o monitoramento da condição superficial dos TEP avalizam a proposta de um protocolo de construção de camadas de base de solo-cal para EBV, levando em conta as condições locais de equipamento e as restrições orçamentárias, que é apresentada no Anexo I desta tese.

4.3.2.2. *Monitoramento da Capacidade Estrutural*

A evolução da capacidade estrutural do TEP2 com o tráfego foi analisada mediante 3 monitoramentos realizados com medidas de deflexão usando Viga Benkelman, como é resumido na Tabela 4.13. Os pontos de monitoramento (P1, P2, P3 e P4) foram uniformemente distribuídos no TEP2 como esquematizado na Figura 4.22, além de se considerar no último monitoramento um ponto de controle (PC), no pavimento tradicional (sem cal) vizinho ao TEP2.

As deflexões máximas ($D_{m\acute{a}x}$) medidas quando o caminhão se localiza no ponto de leituras de Viga Benkelman e as deflexões medidas quando o caminhão se afasta 2,5 m; 3,7 m; 5 m e mais de 9 m ($D_{2,5}$, $D_{3,7}$, D_5 e D_{∞}) nos 3 monitoramentos são mostradas na Tabela 4.14.

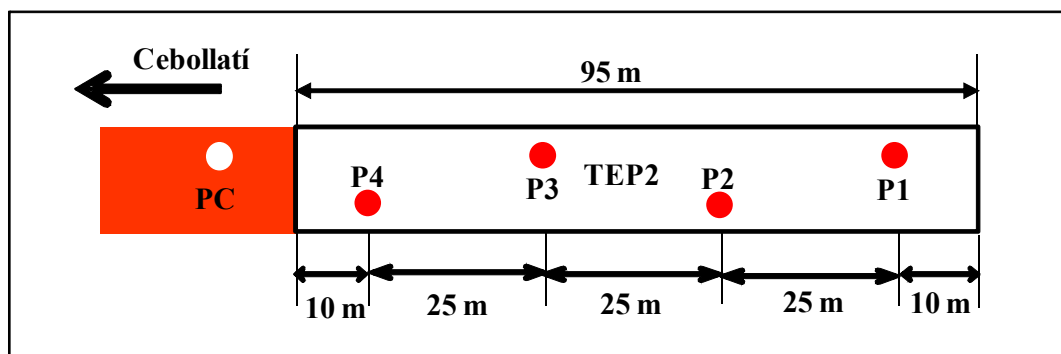


Figura 4.22. Localização de pontos fixos de monitoramento da capacidade estrutural do pavimento do segundo trecho experimental

Tabela 4.14. Medidas de deflexão com Viga Benkelman nos monitoramentos do segundo trecho experimental em cada ponto de leitura

Monitoramento	Tempo (dias)	Ponto	Deflexão (10^{-2} mm)				
			$D_{m\acute{a}x}$	$D_{2,5}$	$D_{3,7}$	D_5	D_{∞}
M1	168	P1	124	9	1	0	0
		P2	109	36	9	0	0
		P3	138	13	2	0	0
		P4	115	11	1	0	0
M2	442	P1	176	17	1	0	0
		P2	149	10	0	0	0
		P3	124	13	2	1	0
		P4	127	9	0	0	0
M3	650	P1	112	10	0	0	0
		P2	99	8	0	0	0
		P3	101	8	0	0	0
		PC	179	12	0	0	0

Na Figura 4.23, onde são mostradas as bacias de deflexão levantadas nos 4 pontos para cada monitoramento (M1, M2 e M3), observa-se que estas são similares em forma para os 4 pontos do TEP2 e do pavimento de controle e em todos os monitoramentos. A deflexão diminui rapidamente quando o caminhão deslocou-se até 2,5 m da ponta da

Viga Benkelman e continua evoluindo com menor taxa até anular-se quando o caminhão se afasta até 3,7 m da ponta da Viga Benkelman.

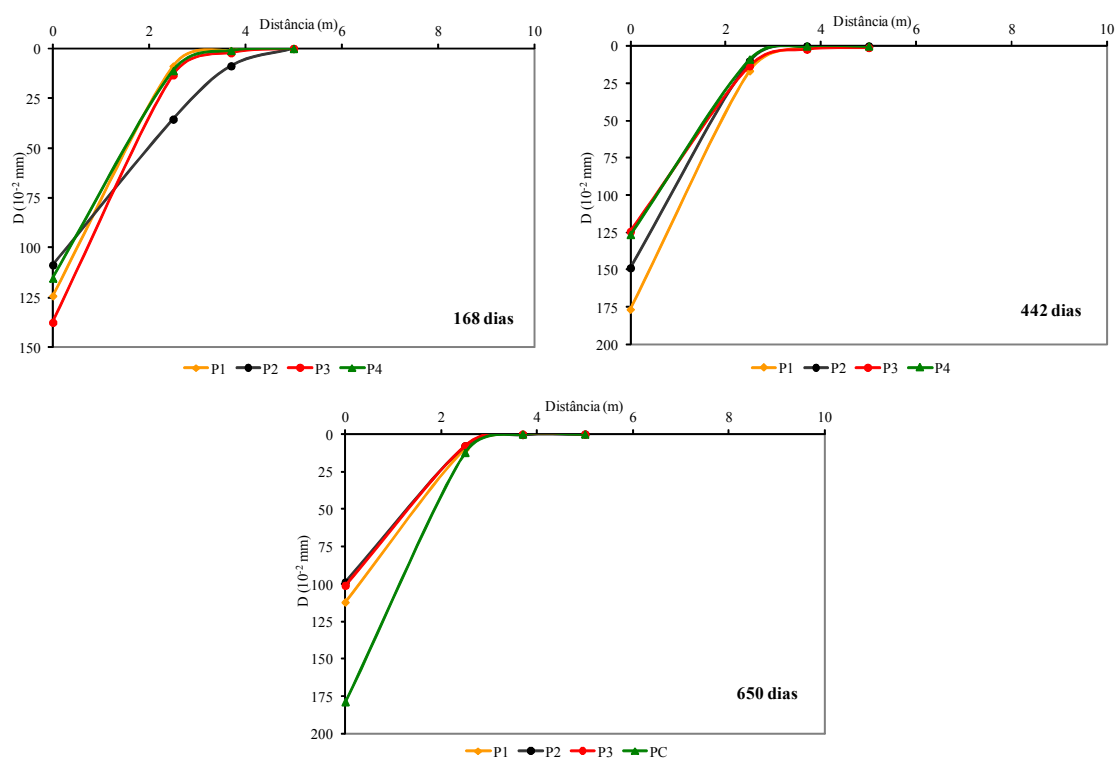


Figura 4.23. Bacias de deflexão levantadas nos pontos fixos nos três monitoramentos do segundo trecho experimental

A evolução das deflexões com o tempo nos 4 pontos monitorados é mostrada na Figura 4.24. Existem diferenças de deflexão entre os 4 pontos monitorados, particularmente entre os pontos P1 e P2 nos monitoramentos M1 e M2. No monitoramento M3 as deflexões medidas nos 3 pontos foram mais similares.

As deflexões de cada ponto variam consideravelmente entre monitoramentos, embora as mudanças sejam aleatórias. Por exemplo, a maior deflexão medida no monitoramento M1 correspondeu ao ponto P3, no entanto que a maior deflexão no monitoramento M2 correspondeu ao ponto P1, voltando a ser a maior a deflexão para o ponto P1 no monitoramento M3. A menor deflexão medida no monitoramento M1 foi verificada no ponto P2, no monitoramento M2 no ponto P3 e no monitoramento M3 voltou para o ponto P2.

Acredita-se que mais do que às condições de compactação (GC) e às heterogeneidades dos materiais do pavimento, particularmente do material de solo modificado com cal, as diferenças de leituras se devem às mudanças de teor de umidade de cada ponto.

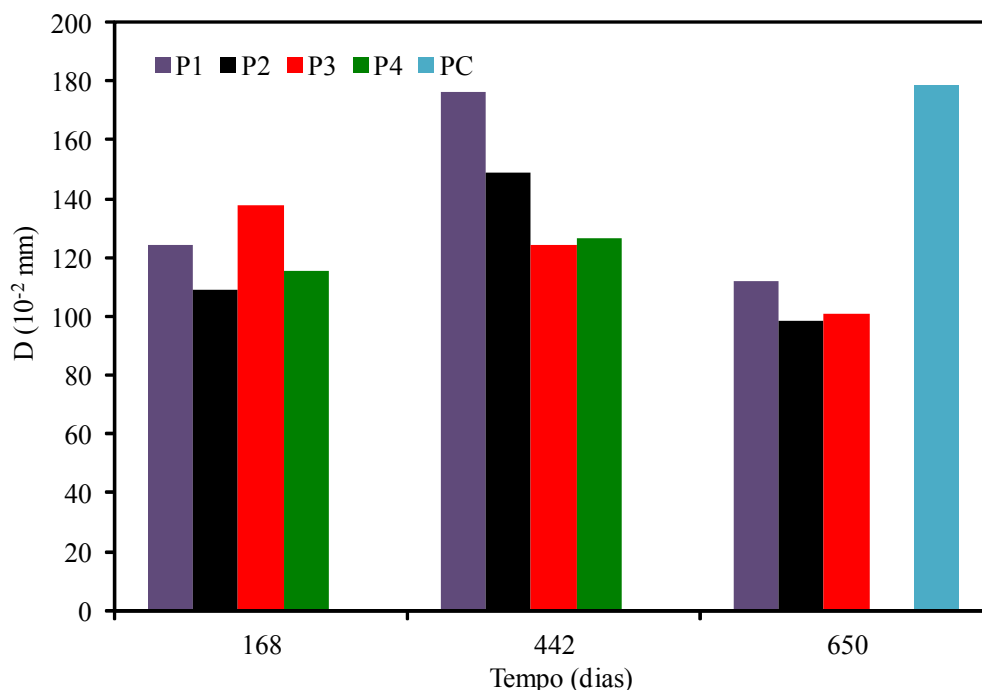


Figura 4.24. Evolução das deflexões com o tempo no segundo trecho experimental

Os valores médios de deflexão máxima nos 4 pontos em cada monitoramento, bem como as médias, os desvios padrão e os coeficientes de variação são apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15. Valores médios de deflexão nos pontos e nos monitoramentos do segundo trecho experimental

Monitoramento	D (10^{-2} mm)				$D_{\text{média}}$ (10^{-2} mm)	Desvio Padrão	CV
	P1	P2	P3	P4			
M1	124	109	138	115	122	12,5	0,10
M2	176	149	124	127	144	24,3	0,17
M3	112	99	101	---	104	7,1	0,07
$D_{\text{média}}$ (10^{-2} mm)	138	119	121	121	123		
Desvio Padrão	34,2	26,4	18,5	7,8	20,1		
CV	0,25	0,22	0,15	0,06	0,16		

Com apenas 2 anos de serviço e um volume de tráfego acumulado de 29000 ESAL, o pavimento do TEP2 não apresenta afundamento nas trilhas de rodas e nas camadas modificadas não se observam trincas ou esmagamento. Considerando-se a experiência no TEP1, é possível concluir que o pavimento do TEP2 ainda se encontra na fase de vida de fadiga efetiva, segundo a definição dada pela SAMDM (Theyse et al., 1996). O TEP2 estaria longe de atingir sua vida útil, razão pela qual é necessário continuar o monitoramento além dos prazos da tese para chegar-se a uma conclusão mais definitiva.

Mesmo que tenham surgido pequenas panelas, a frequência das mesmas é menor do que no pavimento de controle (sem cal) vizinho. Portanto, é de esperar que a vida útil do pavimento com camada de revestimento primário de solo modificado com cal seja maior do que o do pavimento tradicional (sem cal), conduzindo a uma melhor relação benefício/custo, além de reduzir os custos de manutenção, tudo isto com benefícios sociais e ambientais.

4.4. ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS

A aplicação prática da alternativa de pavimento proposta na pesquisa deve ser justificada em sua vantagem econômica com relação ao pavimento tradicionalmente construído na região de estudo; além sua vantagem técnica. Por tal razão é necessário realizar uma análise comparativa de custos entre a alternativa de camada de revestimento de pedregulho (tradicional) e a alternativa de camada de revestimento de solo silto-argiloso local modificado com cal (experimental).

A análise comparativa consiste de uma análise de custos de construção e uma análise de custos de manutenção. Sendo que os custos de transporte de material de pedregulho foi uma das variáveis de custos mais determinante na apresentação da proposta de pavimento alternativa em estudo, adotou-se como unidade de referência de custos a distância de transporte. A análise comparativa de custos foi realizada para um comprimento de 100 m de pavimento construído e mantidos, já que este foi o comprimento dos trechos experimentais de pavimento. A largura do pavimento adotada é de 7 m, sendo a correspondente ao TEP1.

4.4.1. Análise Comparativa de Custos de Construção

Para equalizar a análise se considera uma camada de revestimento de pedregulho projetada do pavimento tradicional de 15 cm de espessura, sendo o volume de material compactado em 100 m de comprimento vezes 7 m de largo (700 m^2 de área) de 105 m^3 . Considerando um fator de inchaço de 1,2, o volume de material de pedregulho a serem transportado seria de 126 m^3 . Um caminhão transporta uns 8 m^3 de material, pelo qual para transportar 126 m^3 de pedregulho são necessários 16 caminhões e, sendo que a distância de transporte entre Lascano e Cebollatí é de 80 km, isto significaria 1280 km de transporte de material de pedregulho para 100 m de camada construída.

O custo de remoção e carga de material de pedregulho é 0,1 vezes o custo de transporte, resultando um equivalente de 128 km de transporte de material. O custo de lançamento e compactação de 100 m de material de pedregulho é 0,28 vezes o custo de transporte o que equivale a adicionar 358 km à distância de transporte efetiva. Por tanto, o custo total de construção de 100 m de camada de revestimento de pedregulho de 15 cm de espessura equivale a 1766 km de transporte.

Para a construção do revestimento de solo-cal foi transportado o solo desde o local de coleta e a cal desde a cidade de Pan de Azúcar (270 km). Para a avaliação de custos é considerada a distância entre o local de coleta do solo e o TEP1 (3,5 km). O volume de camada compactada de 15 cm de espessura, 100 m de comprimento e 7 m de largo é de 105 m^3 . Adotando uma camada de revestimento de solo com 4% de cal para os cálculos, tem-se que o volume de solo compactado na mistura é de 66 m^3 e o volume a serem transportado é de 80 m^3 . São necessários, por tanto, 8 caminhões, resultando uma distância total de transporte de solo de 28 km.

Por sua vez, são necessários 350 sacos de 25 kg de cal para assegurar um 4% em peso de solo seco de cal. O custo dessa quantidade de cal colocada em obra equivale a 0,5 vezes o custo de transporte de pedregulho, resultando um custo equivalente de 640 km de transporte.

O custo de remoção e carga de solo é 0,08 vezes o custo de transporte de material de pedregulho, resultando um equivalente de 103 km de transporte. O custo de lançamento e compactação de 100 m de material de solo-cal é 0,39 vezes o custo de transporte de pedregulho o que equivale a adicionar 500 km à distância de transporte efetiva.

Finalmente, é necessário lançar uma camada de cobertura de pedregulho de 1 cm de espessura sobre a camada de revestimento de solo-cal, sendo o volume compactado em 100 m de comprimento vezes 7 m de largo de 7 m^3 e o volume a serem transportado de $8,5 \text{ m}^3$. Para este transporte é necessário 1 viagem de caminhão desde Lascano, ou seja um custo equivalente de 80 km. Por tanto, o custo total de construção de 100 m de camada de revestimento de solo-cal de 15 cm de espessura equivale a 1351 km de transporte.

4.4.2. Análise Comparativa de Custos de Manutenção

A prática observada indica que os pavimentos tradicionalmente construídos na região de Cebollatí devem ser mantidos a cada ano, devido à formação de panelas e afundamentos na trilha de rodas e à lavagem de parte do pedregulho da camada de revestimento. As operações de manutenção requerem a remoção da camada de revestimento, seu novo lançamento e compactação. Uns 3 cm de novo material de pedregulho devem ser repostos para recuperar o material perdido pela lavagem.

Em uma área de 100 m de comprimento vezes 7 m de largo, 2 cm de espessura compactada significam um volume de 14 m^3 a serem lançados e, por tanto, 17 m^3 de pedregulho a serem transportados. São necessários 2 caminhões para transportar este material desde Lascano, totalizando 160 km de transporte.

As operações de lançamento e compactação do total do material, cujo custo é 0,28 vezes o custo de transporte, implicam um custo equivalente de 45 km, no entanto, a remoção e carga de pedregulho, que é 0,1 vezes o custo de transporte, resulta em um equivalente de 16 km de transporte. As operações de manutenção para o pavimento com camada de revestimento primário de pedregulho têm um custo equivalente anual de 221 km para cada 100 m.

A experiência dos trechos experimentais mostra que o intervalo de manutenção é aumentado com relação ao pavimento tradicional. Após 5 anos de construído, o TEP1 houvesse requerido apenas uma manutenção rotineira de não ser pelas obras realizadas para melhorar a rugosidade e reduzir a emissão de pó.

Levando em conta o resultado da experiência dos trechos experimentais, pode-se dizer que o custo de manutenção a mais do pavimento tradicional com relação ao pavimento experimental em 5 anos equivale a 1105 km de transporte de pedregulho.

4.4.3. Análise Comparativa de Custos Totais

Considerando ambos os custos analisados (construção e manutenção) o custo equivalente em distância de transporte de pedregulho do pavimento tradicional (revestimento de pedregulho de 15 cm de espessura) em 5 anos é de 2266 km. O custo equivalente em distância de transporte de pedregulho do pavimento experimental (revestimento de solo-cal de 15 cm de espessura), no mesmo tempo é de 1351 km.

A construção e manutenção de 100 m de pavimento com camada de revestimento primário de 15 cm de espessura de solo silto-argiloso modificado com 4% de cal, na região de Cebollatí, significa uma redução total de custos de 40% com relação ao custo de 100 m de pavimento com camada de revestimento de 15 cm de espessura de pedregulho de Lascano.

A solução de pavimento com camada de revestimento de solo-cal é comparativamente mais econômica com relação à solução de pavimento com camada de revestimento de pedregulho por reduzir custos de construção e de manutenção e, por tanto, por reduzir custos totais.

4.5. CONCLUSÕES

A experiência construtiva dos TEP e o monitoramento do seu desempenho com as observações da condição superficial e das deflexões permitem propor um protocolo geral de construção de camadas de materiais compostos de misturas de solos finos com cal. O protocolo é apresentado no Anexo I desta tese, salientando que sua aplicação prática ainda pode conduzir a alguns ajustes menores.

Os TEP mostraram um bom desempenho, apesar das limitações do equipamento construtivo disponível e de que as condições iniciais de tráfego e do meio ambiente não foram as mais favoráveis para o desenvolvimento de resistência e rigidez nas camadas

de revestimento de solo-cal. Para entender as causas do bom desempenho das camadas de solo-cal além das dificuldades assinaladas é necessário analisar o comportamento laboratorial a deformações elásticas (resiliente) e de fadiga de misturas de solo silto-argiloso de Cebollatí com cal e comparar este comportamento com o observado com os monitoramentos dos TEP à luz do retroanálise dos levantamentos de deflexão com Viga Benkelman. Estas últimas questões serão desenvolvidas nos capítulos seguintes desta tese.

5. ESTUDO LABORATORIAL DO COMPORTAMENTO A DEFORMAÇÕES ELÁSTICAS DO SOLO DE SUBLEITO E DO SOLO MODIFICADO COM CAL

Um dos objetivos fundamentais desta pesquisa foi analisar o comportamento quanto a deformações elásticas sob cargas de tráfego, de solos e materiais fracamente cimentados. Especificamente visou-se avaliar o comportamento resiliente do solo coletado nas proximidades de Cebollatí, leste de Uruguai, e do mesmo ao ser modificado com cal. Procurou-se estabelecer modelos que relacionem o módulo de resiliência (M_r) com o estado de tensões, mediante ensaios de carga repetida na compressão triaxial e compará-los com outros modelos e valores de M_r , relatados em outros estudos com solo modificado.

Para atender a este objetivo, e por não dispor-se, no Uruguai, até o ano 2011 de equipamento para ensaios de cargas repetidas na compressão triaxial, foi necessário desenvolver um equipamento deste tipo na *Sección Geotécnica* da UdelaR como parte do programa experimental desta pesquisa.

O equipamento foi projetado e construído integralmente durante a pesquisa e na calibração de seu funcionamento foram realizados ensaios de carga repetida na compressão triaxial em corpos-de-prova do solo de Cebollatí (de propriedades resilientes mais conhecidas) e das próprias misturas de solo-cal.

Neste Capítulo é descrito o processo de construção e colocação em operação do equipamento. São apresentados os resultados e análise dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial dos materiais naturais e modificados com cal pesquisados.

5.1. CONSTRUÇÃO DO EQUIPAMENTO DE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA NA COMPRESSÃO TRIAXIAL

A ideia da aquisição de um equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial por parte da *Sección Geotécnica* da UdelaR nasceu há dez anos, sendo, portanto, anterior à pesquisa relatada nesta tese. Optou-se pela construção local do equipamento em vez de sua compra, já que esta alternativa permite adquirir um conhecimento mais

intrínseco do desenvolvimento dos ensaios de carga cíclica e, portanto, uma melhor interpretação dos resultados; além de desenvolver tecnologia nacional e incorporar recursos humanos para a futura manutenção dos equipamentos e reduzir custos.

A construção do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial se iniciou no ano 2004 com o financiamento do Programa BID-CONYCIT de Desenvolvimento Tecnológico na Área de Logística do Transporte. Após alguns avanços, devido a algumas dificuldades e esgotada a verba do financiamento, a construção do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial foi interrompida. O desenvolvimento da pesquisa relatada nesta tese estimulou a continuação e conclusão bem-sucedida da construção do primeiro equipamento para ensaios de carga repetida na compressão triaxial do Uruguai.

O equipamento foi construído a partir da reciclagem de um equipamento de ensaios de compressão triaxial monotônica em desuso na *Sección Geotécnica* da UdelaR, complementada por serviços de tornearia. Também foi complementado mediante a aquisição de sensores de tensão e deformação, sistemas de carregamento, sistema de regulação de pulso de carga e pressão de câmara, interfase analógico-digital (*data logger*) e software de controle de ensaio e armazenamento de dados. As características das diferentes partes do equipamento são detalhadas a seguir.

5.1.1. Prensa de Carregamento

A prensa de carregamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da *Sección Geotécnica* da UdelaR é composta de uma câmara ou célula triaxial, um pórtico de reação do carregamento, duas hastes de suporte do pórtico e uma base de suporte da prensa toda. O sistema de prensa de carregamento é mostrado na Figura 5.1.

A câmara triaxial, como já dito, pertencia a um equipamento de ensaios de carga triaxial monotônica existente na *Sección Geotécnica* da UdelaR. Foram necessários alguns trabalhos de tornearia e manutenção para sua adaptação à nova função. A Figura 5.2 mostra as partes da câmara triaxial em seu estado inicial e uma vez acabados os trabalhos de montagem.

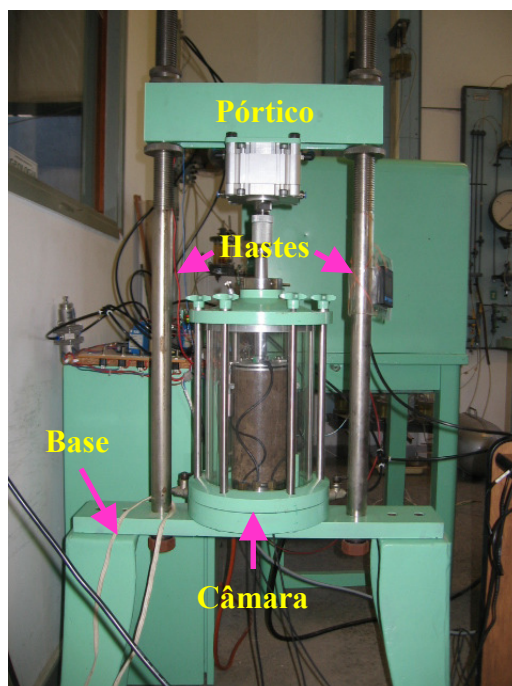


Figura 5.1. Sistema de carregamento do equipamento para ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído para a realização da pesquisa

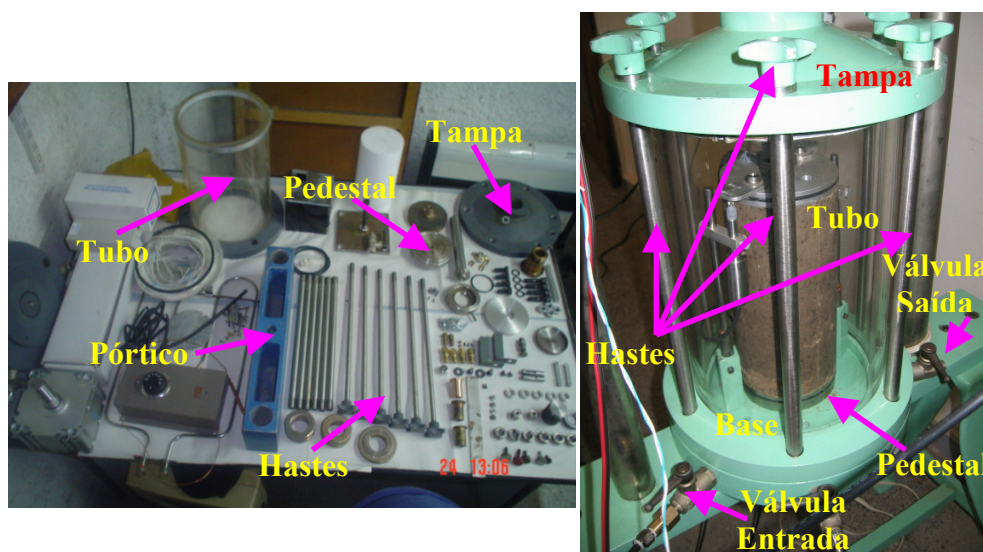


Figura 5.2. Câmara triaxial do equipamento para ensaios de cargas repetidas construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR

A câmara é composta de um tubo cilíndrico de acrílico que se encaixa em uma base metálica, como pode ser observado na Figura 5.2. Uma tampa metálica é ajustada no topo do tubo de acrílico. Dois anéis de borracha (*o-rings*) são colocados entre o tubo

acrílico e a base metálica e a tampa, no topo e na base, respectivamente, para assegurar o hermetismo do ar no interior da câmara. O fechamento completo do sistema é realizado mediante um conjunto de 6 hastes que atravessam furos na tampa e são parafusadas na base metálica da câmara.

Um pedestal para apoio do corpo-de-prova, de 10 cm de diâmetro, é parafusado à base metálica no centro da mesma. O pedestal é ranhurado em sua altura média para permitir a colocação de um anel de borracha (*o-ring*) que fixa a membrana envoltória ao corpo-de-prova. A tampa tem no centro um furo para permitir a introdução da haste de transmissão do carregamento ao corpo-de-prova.

Duas válvulas do tipo borboleta estão situadas na base metálica como se mostra na Figura 5.2. Ambas as válvulas são operadas manualmente, sendo uma para entrada e outra para saída do ar na câmara. A válvula de entrada de ar deve estar aberta e a válvula de saída fechada durante a execução do ensaio. Ao final do ensaio e antes de levantar o sistema de carregamento para retirar o corpo-de-prova, a válvula de saída deve ser aberta para dissipar a pressão do ar na câmara por razões de segurança. A seguir, as hastes são desparafusadas, é retirada a tampa com o tubo acrílico e, em seguida, o corpo-de-prova.

Também há três furos de pequeno diâmetro na base metálica para passar os cabos elétricos dos LVDT e da célula de carga para dentro da câmara. Uma vez passados os cabos, os furos são vedados com resina para evitar fugas de ar da câmara.

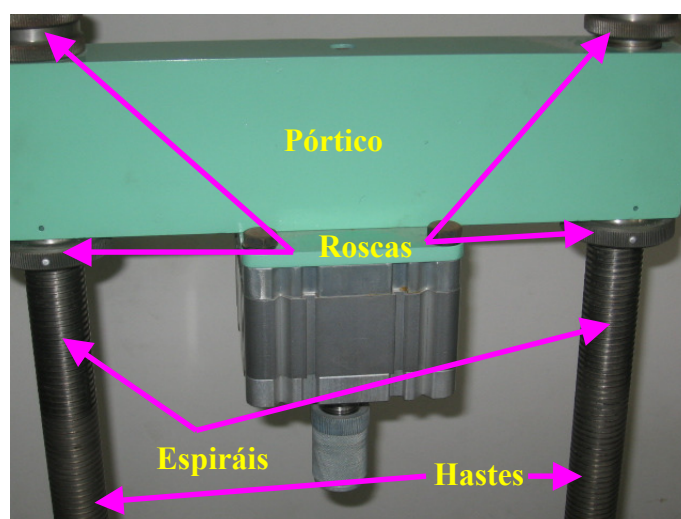


Figura 5.3. Pórtico de carregamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da *Sección Geotécnica* da Udelar

O pórtico de reação de carregamento utilizado na construção do equipamento pertencia a outro de ensaios de carga triaxial monotônica em desuso, como pode ser visto na Figura 5.3. Consiste de uma peça prismática única de grande peso, que é inserida em duas hastes mediante dois furos extremos. As hastes, que precisaram ser torneadas, são parafusadas à base da prensa de carregamento (Figura 5.1). Na parte superior, as hastes são finalizadas por espirais torneadas, que permitem o movimento do pórtico para acima ou para abaixo. Este movimento é feito manualmente mediante duas roscas colocadas abaixo do pórtico, como pode ser visto na Figura 5.3. Duas roscas colocada acima do pórtico permitem sua fixação durante o ensaio.

5.1.2. Sistema de Carregamento

O sistema de carregamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR está composto por um cilindro de pressão pneumático com pistão, uma haste de conexão e um cabeçote de distribuição de carregamento, como é mostrado na Figura 5.4.

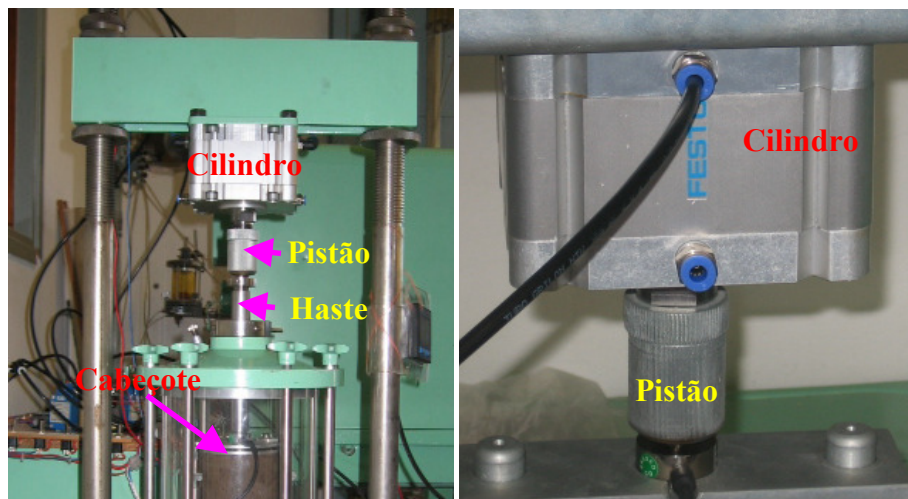


Figura 5.4. Sistema de carregamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da *Sección Geotécnica* da UdelaR

Um cilindro de pressão pneumático de 100 mm de diâmetro com pistão incorporado, marca FESTO, foi adquirido para a montagem do sistema de carregamento. A capacidade volumétrica do cilindro de pressão pode ser regulada, ajustando a posição do pistão. Como pode ser observado no detalhe do cilindro de pressão da Figura 5.4, este

tinha originalmente duas entradas de ar, uma superior para carregar o pistão e outra inferior para descarregar o pistão. No sistema de carregamento do ensaio de carga triaxial cíclica só é utilizada a entrada de ar superior.

O diâmetro interior da entrada de ar é de 6,25 mm (1/4 inch), não fornece vazão de ar suficiente para ter um pulso de carga 0,05 s. Como a pressão de ar é fixa em cada sequência do ensaio, foi necessário aumentar o volume de entrada de ar no cilindro de pressão, o que foi resolvido adicionando-se mais uma entrada de 1/4 inch, na parte superior da face oposta do cilindro de pressão. Deste modo, o diâmetro total para a vazão de ar comprimido para o cilindro de pressão é de 1/2 inch, sendo atingido o pulso de carga do pulso de 0,05 s.

A haste de conexão foi umas das peças recicladas do equipamento de ensaios de compressão triaxial monotônica em desuso na *Sección Geotécnica* da UdelaR. O pistão de carregamento do cilindro de pressão é apoiado no cabeçote da haste de conexão externamente à câmara triaxial, sendo esta transferida à câmara triaxial através do orifício central da tampa do sistema de câmara triaxial.

O cabeçote é uma placa metálica circular de 10 cm de diâmetro, sendo colocado em contato com o corpo-de-prova. Na altura média, o cabeçote tem uma ranhura cujo objetivo é colocar nele um *o-ring* de fixação da membrana envoltória ao corpo-de-prova. No centro da face superior o cabeçote foi rebaixado por torneamento para colocar a célula de carga, de modo que a haste de conexão de carregamento apoie sobre a célula de carga. Uma caneleira também foi torneada na face superior do cabeçote, entre o rebaixamento central e o bordo, para acomodar o cabo elétrico da célula de carga.

O tempo de abertura e fechamento de entrada de ar no cilindro de pressão, ou seja, o tempo do pulso de carga e de repouso no ensaio é regulado por uma válvula de três vias (solenoide). Dependendo do tempo de abertura da válvula de três vias e da forma como o ar é admitido no sistema, tem-se a forma e o período do pulso de carga resultante (Brito, 2006).

Como o ar é compressível, o tempo de abertura do solenoide não corresponde ao período do pulso de carga, que associado à inércia do sistema pneumático, só comanda a forma do pulso de carga para tempos grandes. Para tempos pequenos, como o utilizado no ensaio de carga triaxial cíclico (0,1 s), sua forma e período são muito sensíveis à

combinação de tempo de abertura da válvula solenoide, com a vazão de ar admitido e do volume de ar mobilizado durante o golpe.

Para calibrar o pulso de carga utilizado, foi definido um tempo de abertura da válvula solenoide como sendo 1/4 do tempo do pulso de carga desejado, ou seja, um tempo de abertura da válvula solenoide de 0,025 s. Além disso, para assegurar a rápida vazão do ar para o cilindro a válvula de três vias foi colocada o mais próximo possível ao cilindro de pressão como registrado na Figura 5.5

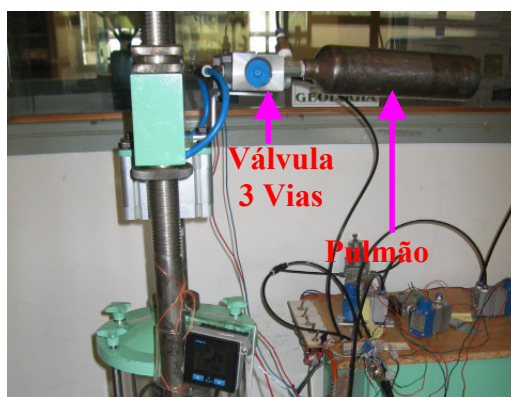


Figura 5.5. Válvula de três vias do equipamento para ensaios de carga triaxial cíclico da *Sección Geotécnica* da UdelaR

Na Figura 5.5 pode se observar uma garrafa metálica fechada unida com rosca à válvula de três vias. A garrafa funciona como pulmão de ar comprimido, sendo sua função assegurar o volume de ar necessário para preencher o cilindro de pressão no tempo definido de 0,025 s. Além disso, é uma interface entre o diâmetro total de entrada de ar para o cilindro de pressão (1/2 inch) e o diâmetro do duto de vazão entre o compressor e a válvula de três vias (1/4 inch).

As magnitudes de tensão desvio e confinamento são reguladas mediante válvulas proporcionais (transdutores de pressão). Na Figura 5.6 são mostradas as válvulas proporcionais adquiridas para a construção do equipamento de ensaio de carga repetida na compressão triaxial da *Sección Geotécnica* da UdelaR.

Dois modelos de válvulas proporcionais marca ControlAir 900X foram adquiridos, um deles para o controle da tensão desvio e o outro para o controle da tensão de confinamento. A Tabela 5.1 resume as características das válvulas proporcionais. Durante a programação dos ensaios se verificou que a faixa de tensões possíveis com

ambas as válvulas proporcionais adquiridas são suficientes apenas para seguir o Procedimento II (subleitos de solos finos) do método AASHTO TP 46-97 para ensaios de carga repetida na compressão triaxial. Por isso, este foi o procedimento de ensaio seguido nesta pesquisa. Posteriormente outras válvulas proporcionais foram compradas, possibilitando que se sigam todos os procedimentos de ensaio recomendados pelo protocolo da AASHTO.

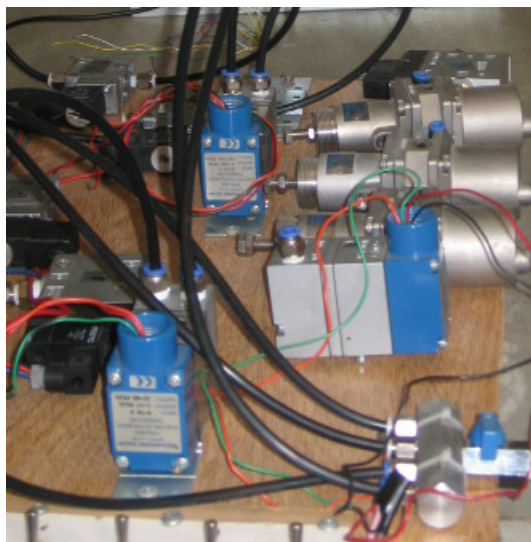


Figura 5.6. Válvulas proporcionais do equipamento para ensaios de carga repetida da *Sección Geotécnica* da UdelaR

Tabela 5.1. Características das válvulas proporcionais utilizadas no equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da *Sección Geotécnica* da UdelaR

Controle	Entrada	Saída	Suprimento
Tensão Desvio	0-10 V	2-100 PSIG	105-130 PSIG
Tensão de Confinamento	0;10 V	1-17 PSIG	22-60 PSIG

5.1.3. Instrumentação

Durante o ensaio de carga repetida na compressão triaxial é necessário controlar as magnitudes de tensão desvio e confinamento e medir os deslocamentos verticais do corpo-de-prova. A magnitude da tensão desvio é controlada mediante uma célula de carga localizada na face superior do cabeçote do sistema de carregamento.

Células de carga marca GEFTRAN, modelo AM-KN1D, de escala de carga nominal de 0-10 kN, saída nominal de 2 mV/V e excitação de 10 Vdc foram compradas para a construção do equipamento. As células de carga foram calibradas com uso de um

equipamento de compressão triaxial monotônica com anel dinamométrico, disponível na *Sección Geotécnica* da UdelaR. Corpos-de-prova de teflon e de solos foram ensaiados sob carga monotônica, sendo realizadas medidas, em simultâneo, da carga no anel dinamométrico e na célula de carga, correlacionando-se as leituras de ambos os mecanismos.

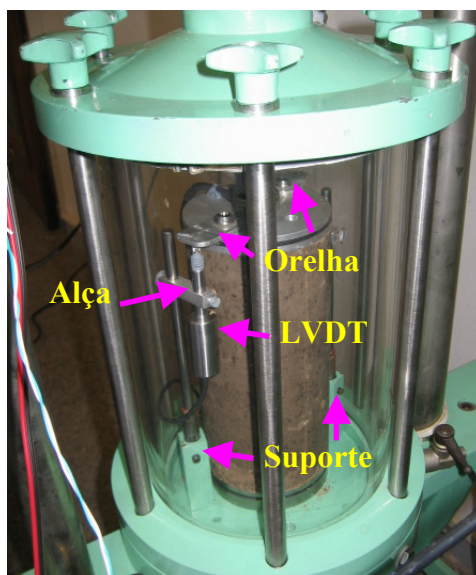


Figura 5.7. Sistema de leituras de deslocamento vertical do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial da *Sección Geotécnica* da UdelaR

As leituras de deslocamento vertical dos corpos-de-prova são realizadas com emprego de LVDT tal como se pode observar na Figura 5.7. Foram adquiridos dois LVDT marca RS, tipo DC/2.5, de recorrido 2,5 mm, excitação de 10 Vdc, resistividade de 10 k Ω e sensibilidade de 7.1-7.98 mV/V/mm. O sistema de posicionamento dos LVDT é interno à câmara triaxial, com leituras de deslocamento na face superior do corpo-de-prova.

O sistema é composto por dois suportes parafusados na base da câmara triaxial, onde são inseridas as alças horizontalmente, nas quais são, por sua vez, inseridos os LVDT, como pode se observar na Figura 5.7. Os LVDT, colocados diametralmente opostos no corpo-de-prova, apoiam-se debaixo de duas orelhas parafusadas no cabeçote do sistema de carregamento do equipamento.

O sistema faz com que os LVDT sejam comprimidos quando o corpo-de-prova desloca verticalmente. É realizado um controle de horizontalidade do cabeçote do sistema de

carregamento limitando-se a diferença máxima das leituras entre LVDT, sendo calculado o valor médio das duas leituras para determinar o Mr.

Durante a fase de colocação em funcionamento do equipamento, observou-se que os LVDT deslocavam para abaixo quando era aplicada pressão ao ar da câmara triaxial, perdendo o contato com as orelhas. Para manter os LVDT em contato com as orelhas durante todo o ensaio e, desse modo, medir os deslocamentos verticais dos corpos-de-prova, foram adicionados ímãs na face inferior das orelhas. Assim, os LVDT ficaram ligados aos ímãs.

Os LVDT foram calibrados comparando-se leituras de deslocamento medidas com estes com leituras realizadas com extensômetros mecânicos disponíveis na *Sección Geotécnica* da UdelaR. Para isso foram utilizados maços de folhas sobre os quais se colocaram os LVDT e o extensômetro muito próximos. Foram retiradas folhas de uma em uma e realizadas as leituras com ambos os sistemas de medida, achando-se as correspondentes correlações. Do mesmo modo, foram realizadas medidas de deslocamento de um corpo-de-prova de teflon, sem pressão de câmara e com e sem os ímãs colocados nas orelhas do cabeçote para verificar os efeitos do campo magnético nas leituras dos LVDT. Observou-se que os ímãs não introduzem erros significativos nas leituras de deslocamento dos LVDT.

5.1.4. Interface Instrumentação-Software

A interface entre o instrumental de controle (válvulas proporcionais, válvulas de três vias) e sensores de leitura de dados (células de carga, LVDT) com o software de controle do ensaio e armazenamento de dados é realizada mediante um sistema analógico-digital (*data logger*). Um *data logger* da *National Instruments* de 16 canais foi adquirido para esse fim.

5.1.5. Software para Controle de Ensaio

Para o controle automático das fases dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial e aquisição e armazenamento dos dados das leituras dos ensaios foi comprado o software LabVIEW (*Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench*) da

National Instruments. A programação é feita de acordo com o modelo de fluxo de dados. Os programas em LabVIEW são compostos pelo painel frontal, que contém a interface, e pelo diagrama de blocos, que contém o código gráfico do programa. O programa não é processado por um interpretador, mas sim compilado. Com uso deste software foi automatizado o ensaio de carga repetida na compressão triaxial para os três procedimentos recomendados pela AASHTO TP 46-97, assim como o controle da instrumentação. A Figura 5.8 mostra a tela gerada pelo software LabVIEW durante a execução de um dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial desta pesquisa.

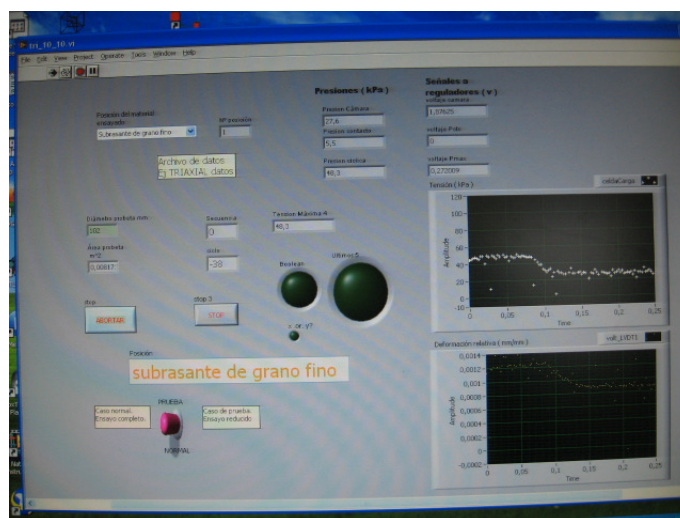


Figura 5.8. Tela gerada pelo software LabVIEW durante a execução de um ensaio de carga repetida na compressão triaxial

Na tela são indicados o procedimento AASHTO TP 46-97 rodado no ensaio, a sequência e o número de ciclos transcorridos, a tensão desvio cíclica e de confinamento e os sinais elétricos em volts, dos sensores. Também podem ser vistos os pulsos de tensão (kPa) e deformação (mm/mm). O ensaio pode ser interrompido caso seja necessário, pressionando-se o botão vermelho que se pode ver na Figura 5.8.

Previamente ao início da rotação do ensaio, são introduzidas no software as dimensões do corpo-de-prova (diâmetro e altura). Também podem ser incluídos antes do ensaio dados como características do material a ser ensaiado, identificação, origem, etc.

Os dados registrados no ensaio de carga repetida na compressão triaxial são processados com emprego do software MATLAB (MATrix LABoratory) que é um software interativo de alto desempenho voltado para o cálculo numérico. O MATLAB integra

análise numérica, cálculo com matrizes, processamento de sinais e construção de gráficos.

Com o software MATLAB é realizada a depuração dos ruídos eletromagnéticos externos ao sistema que introduzem dispersões de valores de tensão e deformação durante o ensaio.

Uma das questões a ser resolvida para o cálculo do M_r é definir qual é a deformação resiliente (recuperável) a partir do pulso realmente gerado durante o ensaio. Como pode observar-se na Figura 5.9, o pulso de deformação gerado pelo equipamento apresenta uma inflexão no final do período de descarregamento, continuando uma recuperação durante o repouso (recuperação diferida).

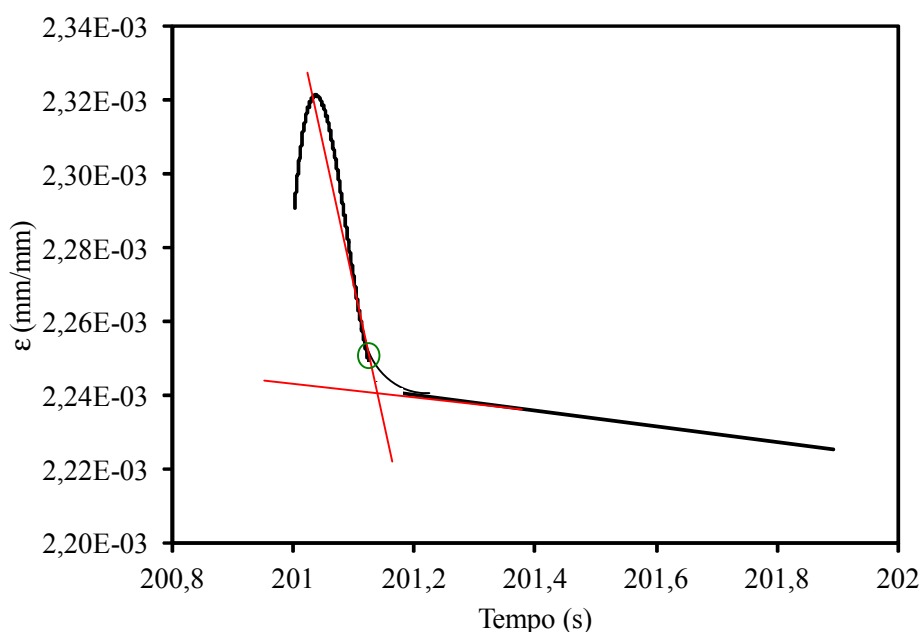


Figura 5.9. Forma do pulso de deslocamento real no ensaio de carga repetida na compressão triaxial

Existem diferentes critérios para definir o valor de deformação instantânea final do ciclo de carga, sendo selecionado para o equipamento da *Sección Geotécnica* da UdelaR o proposto por Brito (2006). Segundo este critério o ponto de finalização do descarregamento é definido na curva deformação-tempo extrapolando para trás a reta da fase de repouso. Uma segunda reta é traçada entre o ponto de máxima deformação do ciclo de carga e um ponto do trecho de recuperação de deformação correspondente à

deformação a 25% da tensão desvio máxima. O ponto de intersecção entre ambas as retas fornece o valor de deformação mínima procurada.

A Figura 5.10 mostra o equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR em sua totalidade.



Figura 5.10. Vista geral do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR

5.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO SOLO DE SUBLEITO

Com o objetivo de calibrar o equipamento de carga repetida na compressão triaxial construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR e como controle dos ensaios de carga repetida de materiais de solo de Cebollatí modificado com cal, ensaios de carga repetida na compressão triaxial para determinação de M_r em corpos-de-prova do solo coletado em Cebollatí foram executados.

Uma análise de sensibilidade do M_r do solo com o grau de compactação (GC) foi realizada, compactando-se os corpos-de-prova com duas energias: modificada e normal do ensaio de Proctor, embora todos os corpos-de-prova tenham sido compactados com o $w_{ót}$ correspondente à energia modificada. A Tabela 5.2 resume as características dos corpos-de-prova ensaiados para ambas as energias de compactação, assim como teor de umidade de compactação (w), peso específico aparente seco (γ_d), grau de compactação

(GC), índice de vazios (e) e grau de saturação (S), assim com a identificação dos corpos-de-prova (CP).

Tabela 5.2. Características e denominação dos corpos-de-prova de solo ensaiados com cargas repetidas na compressão triaxial

Energia	CP	w (%)	γ_d (kN/m ³)	GC (%)	e	S (%)
Modificada	S-EM-1	12,7	18,1	96,9	0,49	76,5
	S-EM-2	15,2	17,6	94,2	0,53	70,5
	S-EM-3	16,3	17,4	92,9	0,53	67,8
	S-EM-4	15,4	17,6	93,9	0,53	69,8
	Valor Médio	15,3	17,6	94,1	0,53	70,1
	Desvio Padrão	1,53	0,31	1,68	0,03	3,75
	CV	0,10	0,02	0,02	0,05	0,05
Normal	S-EN-1	14,6	16,5	88,4	0,63	59,2
	S-EN-2	14,8	16,3	87,2	0,66	57,2
	S-EN-3	14,7	16,3	87,0	0,66	56,8
	Valor Médio	14,7	16,3	87,2	0,65	57,2
	Desvio Padrão	0,11	0,14	0,75	0,01	1,26
	CV	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02

Para os corpos-de-prova de solo compactados na energia modificada houve uma diferença considerável no teor de umidade de compactação e no γ_d do solo S-EM-1 com relação aos outros três corpos-de-prova, devido ao fato de que foi compactado em uma data diferente dos demais.

Os teores de umidade de compactação reais foram superiores ao $w_{ót}$ do solo determinado no ensaio com energia modificada (12%), resultando em GC relativamente baixos.

Os teores de umidade dos corpos-de-prova compactados na energia normal foram um pouco inferiores aos compactados na energia modificada, mas também foram superiores ao $w_{ót}$ do ensaio de compactação na energia modificada.

Era de se esperar γ_d menores do que o $\gamma_{dmáx}$ do ensaio Proctor Modificado, mais os GC resultantes são bem menores do que os obtidos rotineiramente no campo para este tipo de material. Como resultado, o grau de saturação médio dos corpos-de-prova de solo

compactado na energia modificada é maior do que o grau de saturação médio dos corpos-de-prova de solo compactado na energia normal.

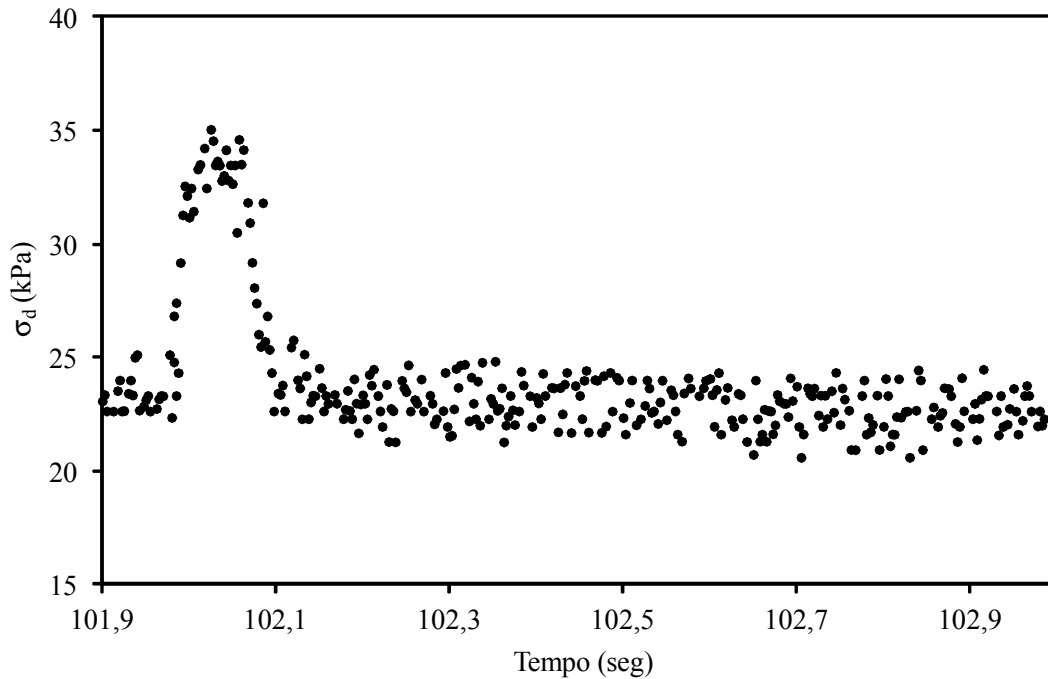


Figura 5.11. Pulso de carga típico gerado nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados com o equipamento da *Sección Geotécnica* da UdelaR

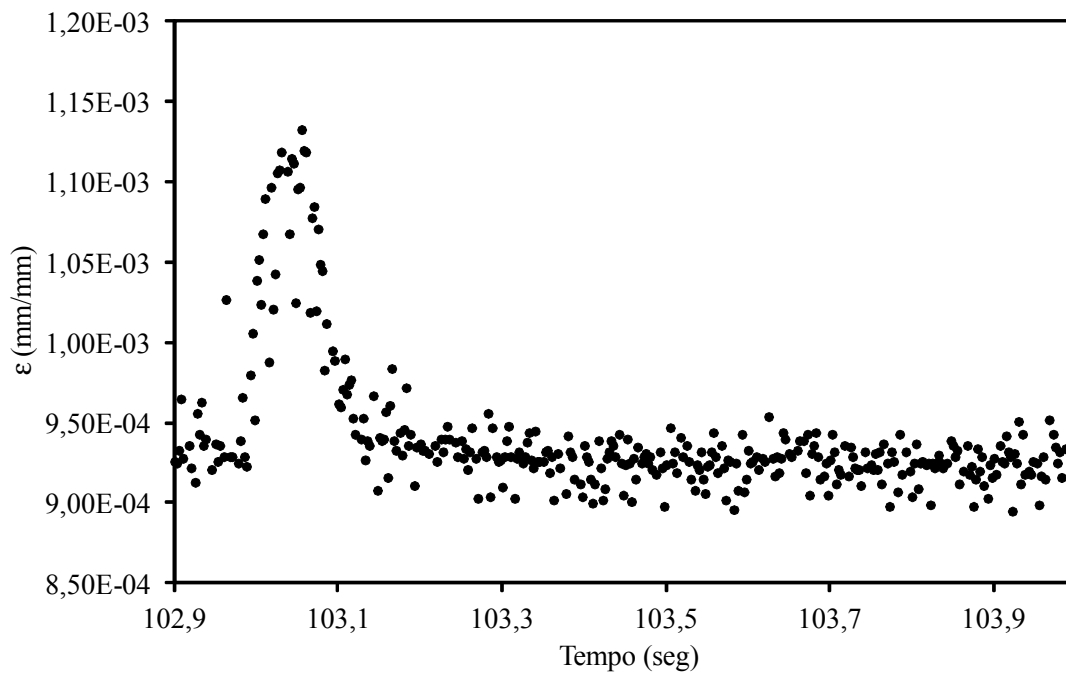


Figura 5.12. Pulso de deslocamento típico gerado nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial com o equipamento da *Sección Geotécnica* da UdelaR

As Figuras 5.11 e 5.12 mostram os pulsos de carga e deslocamento tipicamente obtidos nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados nesta pesquisa, correspondendo particularmente a um corpo-de-prova do solo de Cebollatí compactado na energia modificada. Verifica-se que é conseguido o pulso de carga conforme proposto pelos métodos de ensaio de carga triaxial cíclico, particularmente do método AASHTO TP 46-97, sendo que o tempo do ciclo de carga é de 0,1 s e o de repouso de 0,9 s, totalizando um ciclo de 1 s (1 Hz). Como era de se esperar, a resposta do pulso de deformação é similar à do pulso de carga.

Para reduzir ao mínimo possível os efeitos dos ruídos eletromagnéticos externos e dos sensores foi necessário inicialmente aprimorar o sistema de aquisição de dados e o programa de cálculo de M_r e depois eliminar pontos das curvas, estabelecendo uma faixa de valores admissível nas duas fases do ensaio.

Os resultados dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados nos corpos-de-prova do solo com os valores das tensões desvio máxima cíclica e de confinamento (σ_d e σ_3 respectivamente) medidos para cada sequência (S) e os M_r calculados são apresentados no Anexo II, na Tabela II.1 para os corpos-de-prova compactados na energia modificada e na Tabela II.2 para os corpos-de-prova compactados na energia normal. Os valores medidos de tensão desvio cíclica são expressos de forma normalizada com a pressão atmosférica ($p_a = 100$ kPa).

Verifica-se que as magnitudes de tensão de confinamento foram as definidas para o procedimento de ensaio adotado, considerando os erros próprios do ensaio e os ruídos externos nas leituras. Algumas dificuldades são observadas nas magnitudes mais baixas de tensão desvio, que não foi possível corrigir durante a pesquisa. Contudo, o objetivo do ensaio de carga triaxial cíclico de solos finos é definir uma relação de dependência do M_r com o estado de tensões e não tanto atingir as magnitudes de tensão propostas pelos diferentes métodos e normas de ensaio.

A Figura 5.13 mostra o comportamento do M_r com a tensão desvio normalizada com a pressão atmosférica (σ_d/p_a), logo de um tratamento estatístico de todos os pontos resultantes dos corpos-de-prova de solo de Cebollatí compactados nas energias modificada (Solo-EM) e normal (Solo-EN). Encontra-se uma boa correlação do M_r do solo de Cebollatí com σ_d para ambas as energias de compactação, o que é coerente com

resultados obtidos por outros pesquisadores para o caso de solos finos (Medina, 1997). O M_r decresce com o aumento da σ_d , sendo que a variação de M_r é rápida para valores baixos de σ_d diminuindo a taxas de queda para valores mais elevados de σ_d .

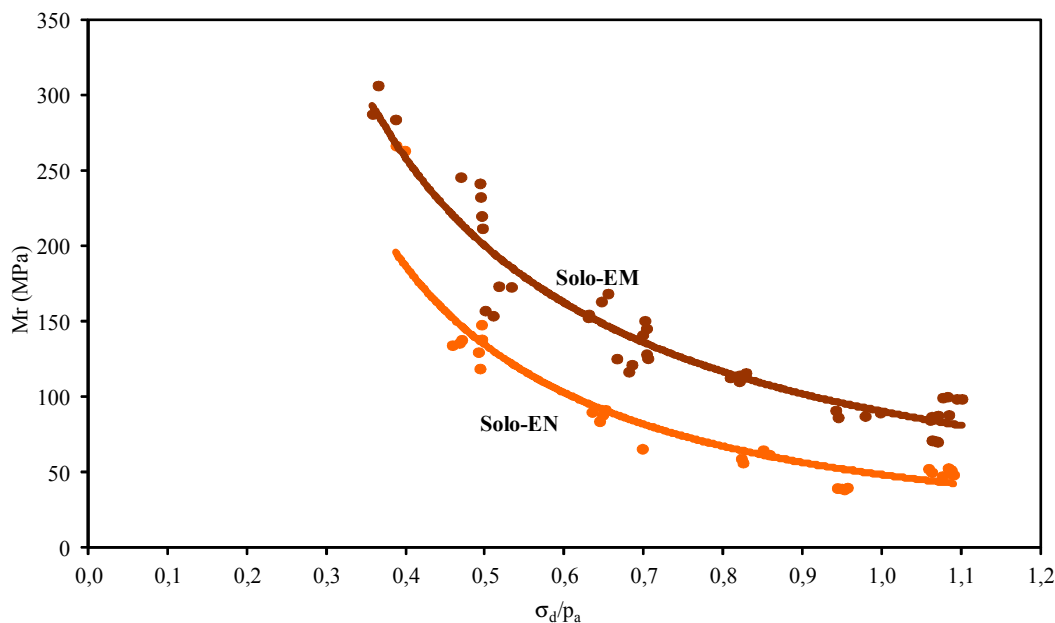


Figura 5.13. Módulo de resiliência do solo compactado nas energias modificada e normal em função da tensão desvio normalizada

Os valores de M_r do solo compactado na energia modificada, isto é com menor índice de vazios (e), são maiores do que os valores de M_r do solo compactado na energia normal, e, portanto, com menor e , para um nível dado de σ_d . Para o solo em estudo, o índice de vazios é mais influente nos valores de M_r do que o grau de saturação (S), já que os corpos-de-prova de solo compactados na energia modificada tinham um S maior do que os corpos-de-prova do solo compactados na energia normal.

A partir do comportamento observado na Figura 5.13 é possível estabelecer um modelo de comportamento resiliente para o solo silto-argiloso de Cebollatí em função da tensão desvio normalizada para cada energia de compactação (equação 2.6). Para o caso particular pesquisado, obtiveram-se os modelos 5.1 e 5.2 para o solo compactado nas energias modificada e normal, respectivamente. A Tabela 5.3 resume os valores dos coeficientes k_1 e k_2 para cada condição de compactação do solo silto-argiloso de Cebollatí. O parâmetro k_2 é mais elevado para o Solo-EN do que para o Solo-EM, indicando que o solo com menor GC é mais sensível ao aumento da σ_d .

$$\text{Solo compactado na energia modificada: } M_r = 90,4 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-1,15} \quad (R^2 = 0,91) \quad (5.1)$$

$$\text{Solo compactado na energia normal: } M_r = 48,5 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-1,47} \quad (R^2 = 0,9) \quad (5.2)$$

Tabela 5.3. Parâmetros dos modelos de comportamento resiliente do solo para ambas as energias de compactação

Material	k ₁ (MPa)	k ₂
Solo-EM	90,4	-1,15
Solo-EN	48,5	-1,47

A faixa de valores de Mr para o Solo-EM varia, de um máximo de 360 MPa, para uma σ_d normalizada de 0,3, a um mínimo de 80 MPa, para uma σ_d normalizada de 1,1. Isto significa uma queda de Mr da ordem de 77% para um incremento de σ_d normalizada de 3,7 vezes. No caso do Solo-EN a faixa de valores de Mr está entre um máximo de 285 MPa e um mínimo de 42 MPa para igual variação de σ_d , sendo a queda de Mr da ordem de 85%.

Por serem os primeiros resultados obtidos com o novo equipamento, considerou-se oportuno compará-los com os relatados por outros pesquisadores, embora se entenda que o solo de Cebollatí tenha características diferentes.

Medina e Preussler (1980) fizeram uma tentativa de agrupar solos do Brasil segundo seu Mr. Provinham as amostras de rodovias principais das regiões sudeste e sul, obtidas de poços abertos nos pavimentos. A faixa de valores de Mr obtidos para o solo da pesquisa é da ordem dos achados por Medina e Preussler (1980) para uma argila vermelha do subleito da BR-116/MG e uma argila vermelha do reforço do subleito da BR-227/PR, Curitiba. Deve-se notar que enquanto os solos ensaiados por Medina e Preussler (1980) são lateríticos os solos do Uruguai são solos menos ferrosos e com predominância de intemperismo físico sobre o intemperismo químico, portanto, não-lateríticos. Portanto, é de se esperar Mr menores nos solos do Uruguai do que na maioria dos solos do Brasil.

Solanki et al. (2009) realizaram ensaios de carga repetida na compressão triaxial em um solo argilo-siltoso, classificado segundo o SUCS como CL-ML, proveniente de

Oklahoma, Estados Unidos, como parte de uma pesquisa de estabilização com cal, cinza volante classe C e pó de cimento de forno. Os ensaios foram realizados de acordo com a Norma AASHTO T 307-99, com um procedimento de 15 sequências de tensões usando uma carga de forma semi-seno-versa de 0,1 s de duração e um período de repouso de 0,9 s. Para este tipo de solo e essas condições de ensaio, Solanki et al. (2009) encontraram um comportamento de M_r em função da σ_d normalizada dada pelo modelo 5.3. Os valores de M_r resultantes dos ensaios realizados por Solanki et al. (2009) estão em uma faixa dentre 181 MPa e 96 MPa.

$$M_r = 298,2 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{-0,25} \quad (R^2 = 0,67) \quad (5.3)$$

Donato (2001) realizou ensaios triaxiais cíclicos para determinação do M_r de uma argila vermelha de Ijuí de acordo com o método de ensaio DNER ME 131/94 variando-se as características de compactação. Observou um modelo de variação do M_r com a σ_d para amostras com teor de umidade de 30,4%, sendo a faixa de valores de M_r encontrada entre 100 MPa e 250 MPa.

Curvas de M_r para sete solos finos, classificados como CL ou CH, de subleitos de rodovias da Wisconsin, Estados Unidos, com queda monotônica de M_r com o aumento de σ_d , característico de solo coesivo, foram determinadas também por Edil et al. (2006). Para σ_d de 21 kPa, os valores de M_r variaram para os sete solos entre 79 MPa e 34 MPa, valores estes inferiores aos obtidos para o solo de Cebollatí. Os parâmetros k_1 e k_2 do modelo de M_r em função da σ_d encontrados por Edil et al. (2006) estão entre 185 e 21,1 e -0,346 e -0,026 respectivamente.

Pérez et al. (2009) pesquisaram os efeitos da estabilização com cimento em um solo argiloso de México (argila de Santa Rosa). Ensaio de carga repetida na compressão triaxial, seguindo uma sequência de tensões da Norma AASHTO T294-92, foram realizados pelos autores, obtendo como resultado uma dependência do M_r resiliente com a σ_d , típica para este tipo de solos. Os M_r variaram para o solo pesquisado entre 300 MPa e 100 MPa, de modo coincidente com os resultados obtidos para o solo silto-argiloso de Cebollatí desta pesquisa.

É verificado que o comportamento resiliente observado nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial do solo silto-argiloso de Cebollatí pesquisado é semelhante com aos medidos por outros pesquisadores, para solos similares. O M_r diminui continuamente com o aumento da σ_d e é independente da tensão de confinamento (σ_3).

A análise permite concluir que o equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR pode ser operado com um alto grau de confiabilidade em quanto ao comportamento resiliente de materiais a serem ensaiados e às magnitudes de M_r a serem obtidas.

5.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO SOLO MODIFICADO COM CAL

O comportamento resiliente de misturas do solo silto-argiloso de Cebollatí com cal foi analisado por meio de ensaios de carga repetida na compressão triaxial, considerando três variáveis independentes: teor de cal, tempo de cura e energia de compactação. Foram adotados 4 teores de cal: 3%, 4%, 5% e 7%; 2 tempos de cura: 28 e 90 dias; e 2 energias de compactação: modificada e normal.

A Tabela 5.4 resume as características dos corpos-de-prova compactados na energia modificada ensaiados à carga repetida na compressão triaxial, em quanto a teor de umidade de compactação (w), grau de compactação (GC) com relação ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ na energia modificada, índice de vazios (e) e grau de saturação (S).

Observam-se algumas diferenças no w de compactação dos diferentes corpos-de-prova compactados, o que é atribuído às diferentes datas de compactação. Entretanto, o coeficiente de variação (CV) é baixo, indicando que o desvio padrão determinado para os w de compactação é aceitável. O valor médio do w de compactação é superior aos $w_{ót}$ das diferentes misturas de solo-cal determinado no ensaio de compactação na energia modificada (13%). Como os GC são bastante elevados (média de 96,5%), têm-se também valores elevados do grau de saturação (S).

Tabela 5.4. Características dos corpos-de-prova de solo modificado com cal compactados na energia modificada, ensaiados a carga repetida na compressão triaxial

Cal (%)	Tempo (dias)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	GC (%)	e	S (%)
3	28	13,3	18,2	99,0	0,43	95,9
		16,3	17,5	94,9	0,49	83,7
	90	14,8	17,6	95,9	0,47	86,6
		14,0	17,8	96,5	0,46	88,2
		14,7	17,7	96,0	0,47	86,9
	4	28	15,3	17,9	97,2	0,45
12,4			18,3	99,6	0,42	97,8
16,6			17,4	94,7	0,49	83,2
90		15,4	17,5	95,3	0,48	84,8
		14,4	17,8	96,8	0,46	89,0
		15,1	17,8	96,5	0,46	88,4
5	28	15,6	17,8	96,8	0,46	89,0
		14,2	18,0	97,7	0,45	91,9
		14,2	17,9	97,4	0,45	91,0
	90	15,1	17,6	95,5	0,48	85,5
		14,1	17,8	96,9	0,46	89,4
		14,9	17,7	96,1	0,47	87,1
7	28	15,4	17,8	96,5	0,46	88,2
		14,5	17,9	97,5	0,45	91,2
		14,5	17,8	96,5	0,46	88,4
	90	15,1	17,6	95,4	0,48	85,1
		15,1	17,7	96,2	0,47	87,4
		14,0	17,7	96,0	0,47	86,7
Valor Médio		14,8	17,8	96,5	0,46	88,2
Desvio Padrão		0,92	0,22	1,18	0,02	3,50
CV		0,06	0,01	0,01	0,04	0,04

Na Tabela 5.5 apresentam-se as mesmas características dos corpos-de-prova compactados na energia normal e que foram também ensaiados a carga repetida na compressão triaxial.

Do mesmo modo que para os corpos-de-prova compactados na energia modificada, são observadas diferenças no w de compactação dos diferentes corpos-de-prova compactados na energia normal, pela razão já exposta (datas de compactação diferentes). Também, o coeficiente de variação (CV) do teor de umidade dos corpos-de-

prova é baixo, indicando que o desvio padrão determinado para os w de compactação é aceitável. O valor médio do w de compactação é superior aos w_{ot} e praticamente igual ao valor médio de w obtido para os corpos-de-prova compactados na energia normal (15% contra 14,8% respectivamente).

Tabela 5.5. Características dos corpos-de-prova de solo modificado com cal compactados na energia normal, ensaiados a carga repetida na compressão triaxial

Cal (%)	Tempo (dias)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	GC (%)	e	S (%)
3	28	15,6	15,8	85,8	0,65	63,3
		15,9	15,7	85,5	0,65	62,7
		14,5	15,7	85,2	0,66	62,2
	90	16,0	15,4	83,4	0,69	59,1
		15,4	15,4	83,8	0,69	59,7
		15,9	15,6	84,8	0,67	61,6
4	28	14,1	15,5	84,4	0,67	60,8
		15,0	15,8	86,0	0,64	63,6
	90	14,9	15,1	81,8	0,73	56,4
		15,8	15,7	85,4	0,65	62,6
		15,3	15,2	82,8	0,71	58,0
5	28	14,3	15,3	83,2	0,70	58,6
		14,2	15,9	86,3	0,64	64,2
	90	14,9	15,4	83,7	0,69	59,5
		15,6	15,4	83,8	0,69	59,6
7	28	14,1	15,4	83,5	0,69	59,3
		14,3	16,0	86,7	0,63	65,1
	90	14,6	15,3	83,3	0,70	58,9
		15,4	15,2	82,8	0,71	57,9
		15,1	15,0	81,7	0,73	56,2
Valor Médio		15,0	15,4	83,8	0,69	59,7
Desvio Padrão		0,65	0,27	1,45	0,03	2,58
CV		0,04	0,02	0,02	0,04	0,04

As diferenças no w de compactação pouco se refletem nos γ_d dos corpos-de-prova e, portanto, no GC em relação aos $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio de compactação na energia modificada. O GC médio é de 84% e os valores obtidos foram inferiores aos esperados, o que pode

ser atribuído ao elevado teor de umidade dos corpos-de-prova. Como resultado, o índice de vazio médio dos corpos-de-prova compactados na energia normal (0,69) é bastante maior do que o dos corpos-de-prova compactados na energia modificada (0,46).

O valor médio do S dos corpos-de-prova compactados na energia normal (60%) foi bem menor do que o valor médio do S dos corpos-de-prova compactados na energia modificada (88%).

Os resultados dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial realizados nos corpos-de-prova de solo modificado com cal, com os valores das tensões desvio máxima cíclica e de confinamento (σ_d e σ_3 respectivamente) medidos para cada sequência (S) e os Mr calculados são apresentados no Anexo II (Tabela II.3 a Tabela II.18). Os valores medidos de tensão desvio cíclica são expressos de forma normalizada com a pressão atmosférica ($p_a = 100$ kPa).

A partir dos resultados dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial é possível realizar uma análise do comportamento resiliente das misturas de solo-cal em função do estado de tensões, do teor de cal, do tempo de cura e da energia de compactação.

5.3.1. Efeito do Estado de Tensões no Módulo de Resiliência do Solo Modificado com Cal

Para a análise, todos os materiais de solo modificado com diferentes teores de cal, tempos de cura e energias de compactação foram ensaiados por triplicata.

Os resultados de alguns ensaios pareceram pouco confiáveis, e por estar o equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR ainda na fase de calibração, resolveu-se excluí-los da análise.

Os resultados considerados válidos foram submetidos a um tratamento estatístico. O comportamento resiliente dos materiais de solo modificado com diferentes teores de cal (3%, 4%, 5% e 7%) para os dois tempos de cura (28 e 90 dias) e compactados na energia modificada, logo após o tratamento estatístico, em função da tensão desvio (σ_d), é apresentado na Figura 5.14. O mesmo é mostrado na Figura 5.15 para os corpos-de-prova compactados na energia normal.

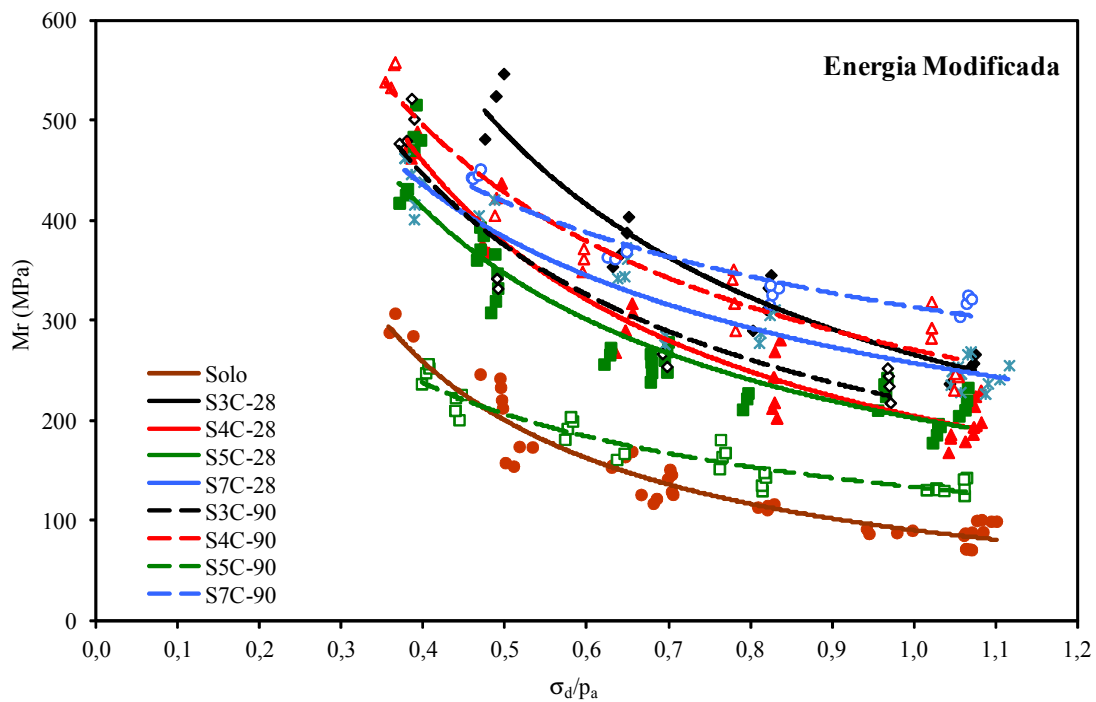


Figura 5.14. Módulos de resiliência das misturas de solo-cal em função da tensão desvio normalizada, para dois tempos de cura. Corpos-de-prova compactados na energia modificada

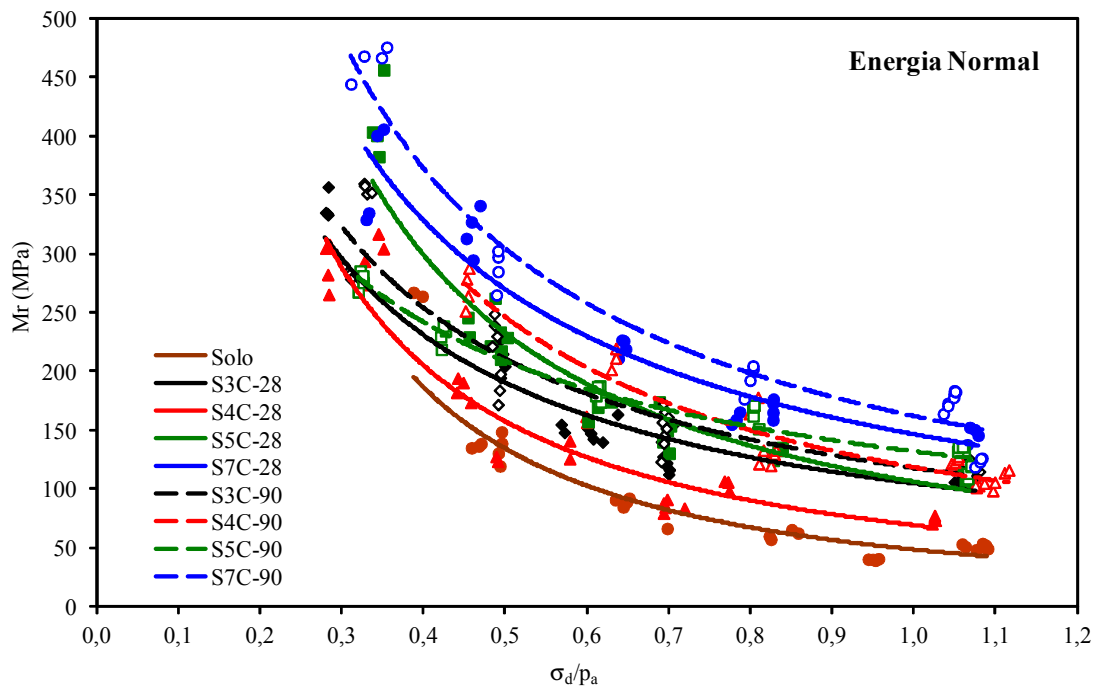


Figura 5.15. Módulos de resiliência das misturas de solo-cal em função da tensão desvio normalizada, para dois tempos de cura. Corpos-de-prova compactados na energia normal

Os valores de M_r determinados para todas as misturas de solo-cal e os dois tempos de cura, para corpos-de-prova compactados na energia modificada variam entre um máximo da ordem de 550 MPa, para um nível de tensão desvio normalizada (σ_d/p_a) de 0,3 e um mínimo da ordem de 210 MPa para um σ_d/p_a de 1,0. Para os corpos-de-prova compactados na energia normal os valores de M_r medidos se encontram entre um máximo da ordem de 360 MPa, para um nível de tensão desvio normalizada (σ_d/p_a) de 0,3 e um mínimo de 100 MPa para um σ_d/p_a de 1,0.

Novamente, julga-se oportuno comparar esses valores com módulos de resiliência de misturas de solo-cal referenciados na bibliografia. Little e Yusuf (2001) determinaram módulos de resiliência dentre 260 MPa e 415 MPa para quatro solos representativos do Estado de Mississippi, Estados Unidos, estabilizados com teores de 4% a 6% de cal, após 7 dias de cura a 40°C e saturados por 24 h.

Para um GC de 96%, similar ao alcançado nos corpos-de-prova compactados na energia modificada nesta pesquisa, Puppala et al. (1996) mediram M_r de 106,4 MPa em um solo argilo-siltoso da Luisiana estabilizado com 4% de cal (os autores não informaram o tempo de cura). Solanki et al. (2009) realizaram ensaios de carga repetida na compressão triaxial de solos classificados como CL-ML estabilizados com de cal hidratada, compactados com GC entre 95% e 100% e $w_{ót}$, curados por 28 dias. Os autores apresentam valores de M_r para os solos estabilizados com 3% e 6% de cal, e níveis de σ_d de 37 kPa, 50 kPa e 62 kPa, em uma faixa de variação entre 815 MPa e 504 MPa, ou seja, superiores aos valores definidos na presente pesquisa.

Observa-se nas Figuras 5.14 e 5.15 que o M_r diminui continuamente com o aumento da σ_d , independentemente do teor de cal, tempo de cura e energia de compactação. Este comportamento pode ser representado pelo modelo 5.4.

$$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_2} \quad (5.4)$$

Embora, existe certa tendência à horizontalização das curvas de variação do módulo resiliente em função da tensão desvio normalizada quando o teor de cal é de 5% e 7%, ou seja, o M_r se torna menos sensível à variação de σ_d com o aumento do teor de cal e o solo modificado com cal se comporta mais como um material cimentado.

Nas Figuras 5.14 e 5.15 são incluídas as curvas de Mr em função da σ_d para o solo silto-argiloso de Cebollatí. O comportamento do Mr é similar ao do solo natural para as duas energias de compactação, o que é típico de solos finos coesivos (Medina, 1997). Contudo, este comportamento é diferente ao sugerido pela *Austroads Guide to Stabilization on Roadworks* de 1988 (Jameson, 2013), na qual se afirma que os materiais modificados com cal se comportam de modo similar a um material granular, para efeitos de dimensionamento de pavimentos.

A faixa de valores de Mr medidos na pesquisa em corpos-de-prova compactados na energia modificada (210 MPa - 550 MPa) é significativamente inferior a os valores de Mr recomendados pela *Austroads Guide to Stabilization on Roadworks 1988* para materiais modificados e cimentados (700 MPa – 1500 MPa) (Jameson, 2013).

As misturas ensaiadas nesta pesquisa podem ser classificadas como materiais modificados com cal, em função dos teores de cal utilizados (3% - 7%). O comportamento resiliente deste solo modificado com cal é similar ao do solo sem tratar, dependente da σ_d . É relevante destacar que, de acordo com Jameson (2013), materiais modificados com cal podem ser susceptíveis a trincamento de fadiga.

5.3.2. Efeito do Teor de Cal no Módulo de Resiliência do Solo Modificado

O comportamento resiliente do solo de Cebollatí modificado com 3% (S3C), 4% (S4C), 5% (S5C) e 7% (S7C) de cal para os dois tempos de cura (28 dias e 90 dias) e as duas energias de compactação (modificada e normal) é mostrado nas Figuras 5.16, Figura 5.17, Figura 5.18 e Figura 5.19.

Todas as misturas de solo silto-argiloso de Cebollatí modificadas com cal apresentam valores de Mr maiores do que o solo sem tratar, para cada energia de compactação. Este aumento de rigidez do material modificado com relação ao solo sem tratar é indicativo de ocorrência de reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal hidratada e a sílica dos argilo-minerais do solo; reações estas que geraram produtos cimentantes nos primeiros 28 dias de cura.

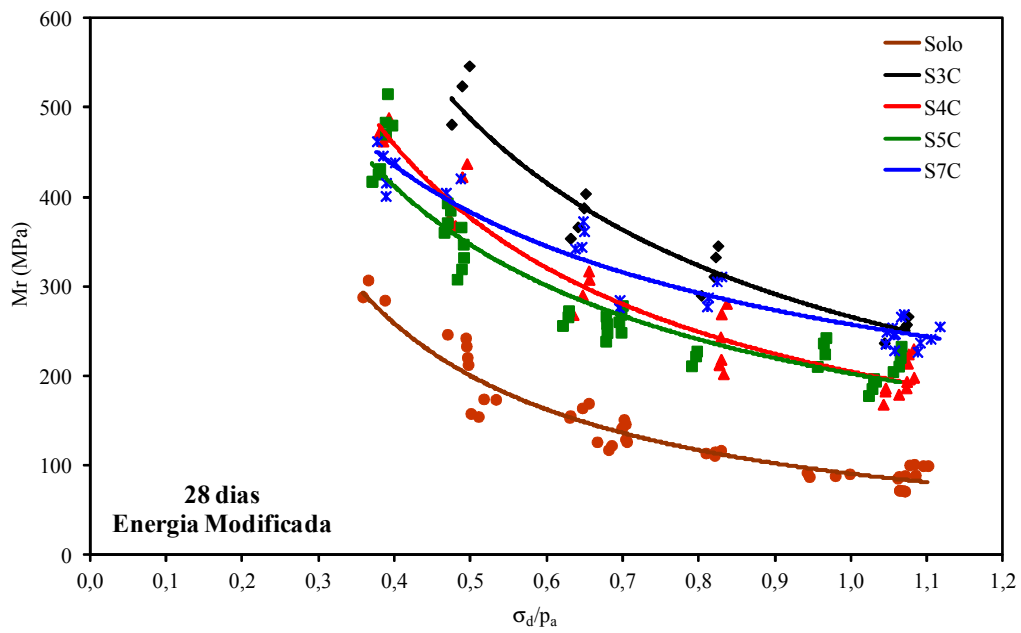


Figura 5.16. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 28 dias de cura e compactadas na energia modificada, em função do teor de cal

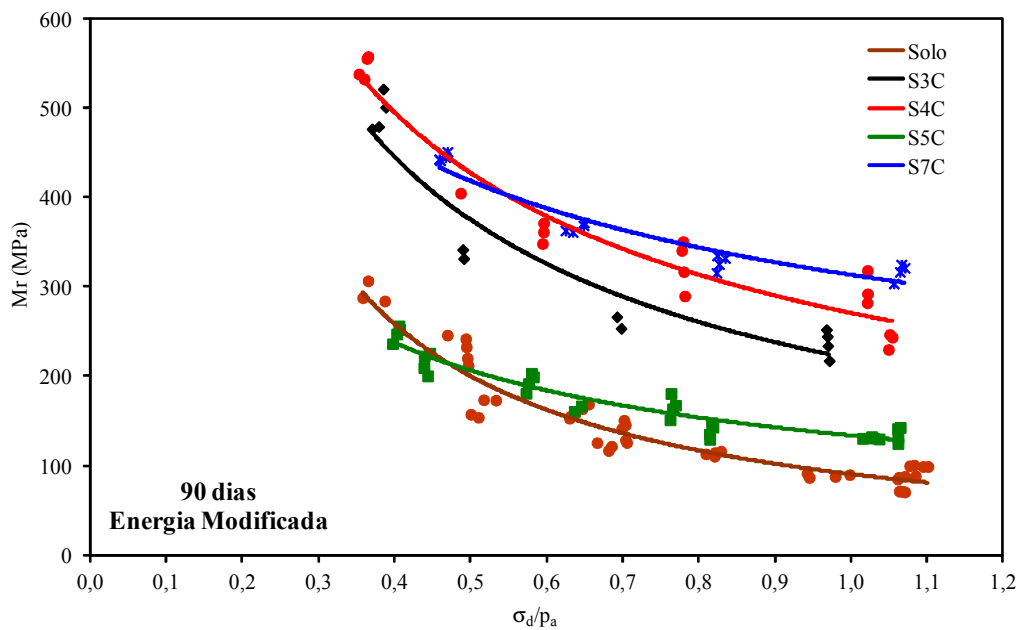


Figura 5.17. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 90 dias de cura e compactadas na energia modificada, em função do teor de cal

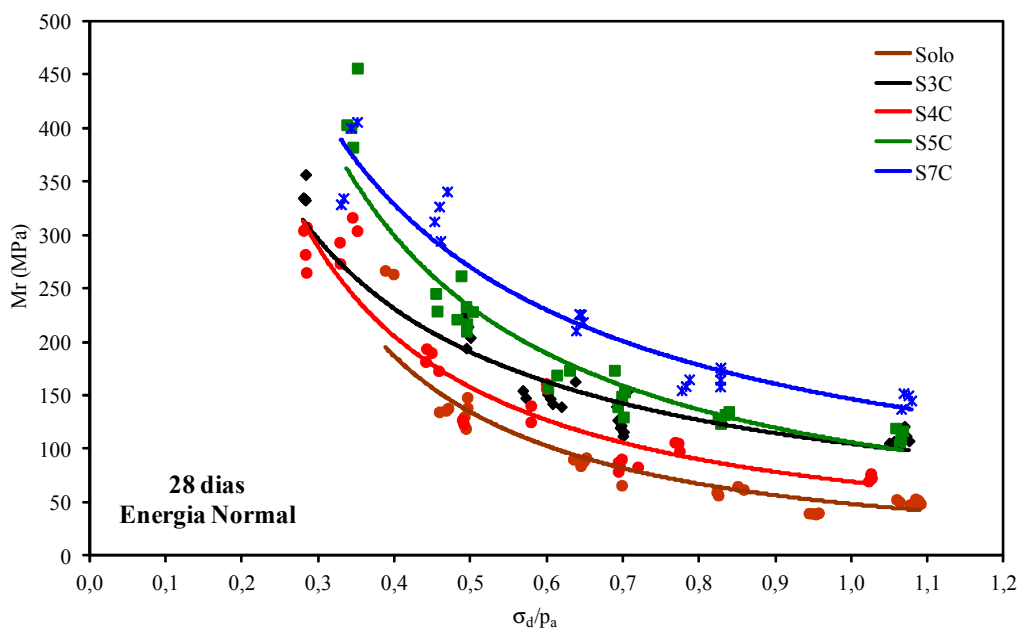


Figura 5.18. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 28 dias de cura e compactadas na energia normal, em função do teor de cal

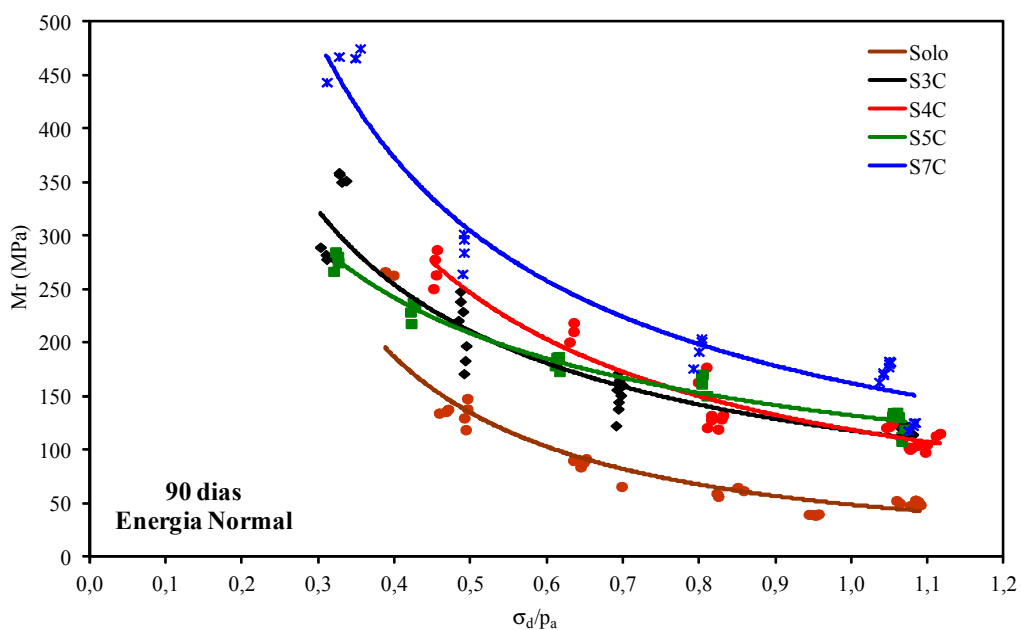


Figura 5.19. Módulo de resiliência das misturas de solo-cal, com 90 dias de cura e compactadas na energia normal, em função do teor de cal

Uma exceção da análise realizada é a mistura S5C com 90 dias de cura, compactado na energia modificada como se observa na Figura 5.17. Os valores de Mr são praticamente iguais ao do solo sem tratar e compactado na energia modificada para níveis baixos de

σ_d , e são levemente maiores dos valores de M_r do solo para níveis de σ_d mais altos. Esta anomalia é devida a erros de funcionamento do equipamento, que estava em fase de calibração. De fato, em determinado momento, o equipamento apontou queda dos valores de M_r medidos inicialmente. Constatado o problema, fez-se uma recalibração dos sensores (célula de carga, LVDT) e do software de controle e aquisição de dados, verificando-se que a causa da queda dos módulos era este último. Feitos os ajustes, não foi possível repetir os ensaios correspondentes à mistura S5C compactada na energia modificada, dado que o tempo de cura de 90 dias ficaria fora dos prazos da pesquisa. Por tal razão a referida mistura foi desconsiderada na análise.

Nas Figuras 5.16 a 5.19 também se pode observar que há um ganho significativo de M_r quando o solo é modificado com 3% de cal para todas as combinações de tempo de cura e energia de compactação. Contudo, incremento no teor de cal acima de 3% não geram aumentos significativos de M_r . Estes resultados são coerentes com os observados nos ensaios de RCS e RT, onde também não houve aumento adicional de resistência com o aumento do teor de cal além de 3%. Igualmente, os resultados de ensaios de M_r são coerentes com o desempenho das camadas de solo modificado com 3% e 5% de cal, construídas no TEP1. Um teor de cal de 3% é suficiente para reagir com toda a sílica e a alumina disponíveis no solo silto-argiloso de Cebollatí, sendo, portanto, o teor de cal ótimo para modificar este solo.

O comportamento resiliente similar observado em todas as misturas de solo modificado com cal para cada combinação de tempo de cura e energia de compactação estimulou a realização de uma análise estatística do conjunto de pontos registrados nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de cada combinação. Os resultados obtidos são apresentados nas Figura 5.20, Figura 5.21, Figura 5.22 e Figura 5.23.

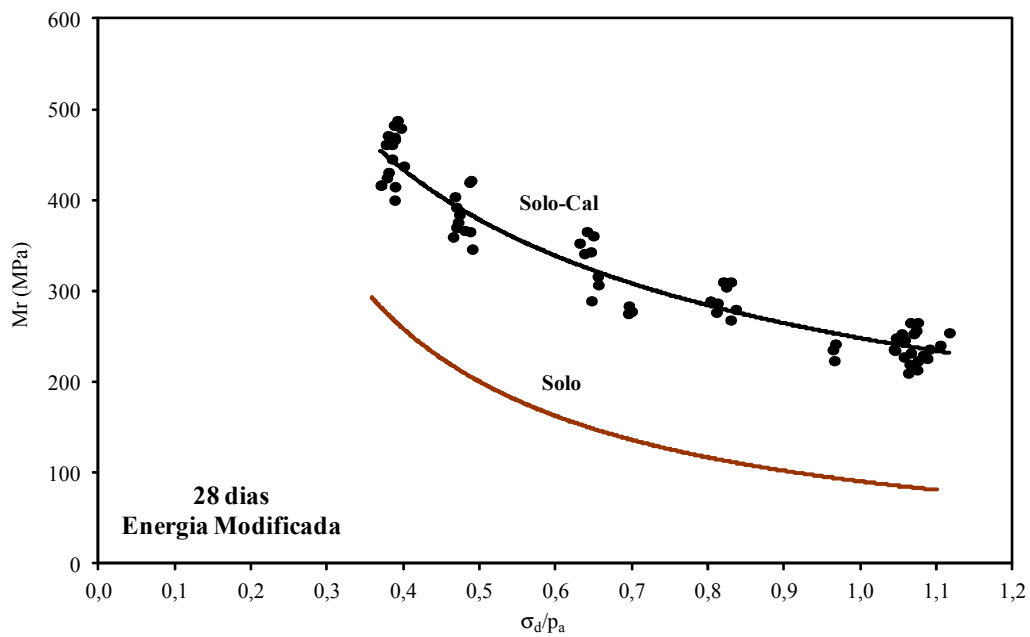


Figura 5.20. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 28 dias de cura e compactado na energia modificada

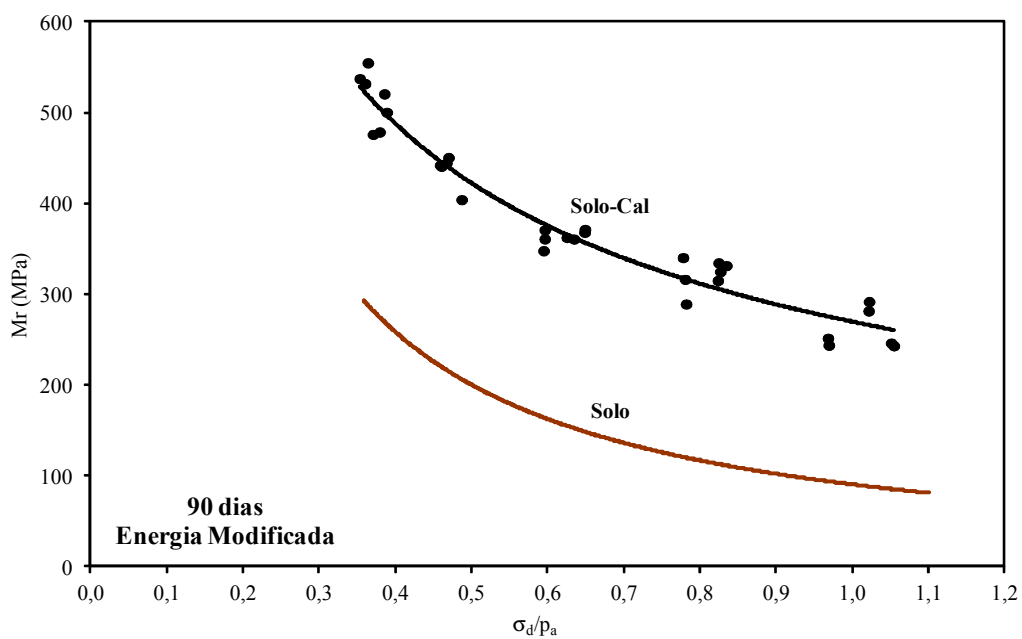


Figura 5.21. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 90 dias de cura e compactado na energia modificada

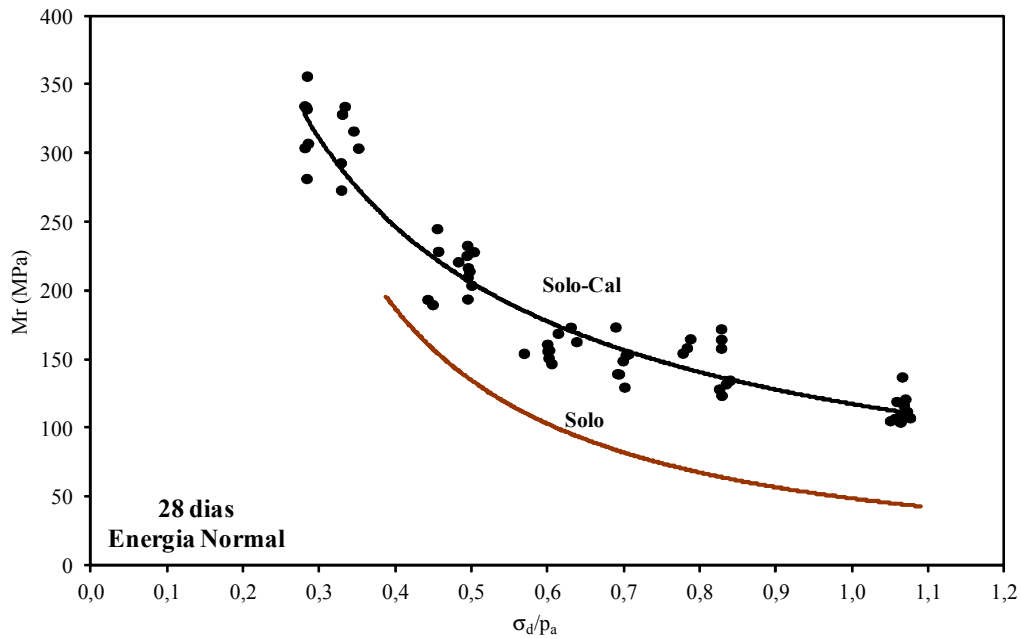


Figura 5.22. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 28 dias de cura e compactado na energia normal

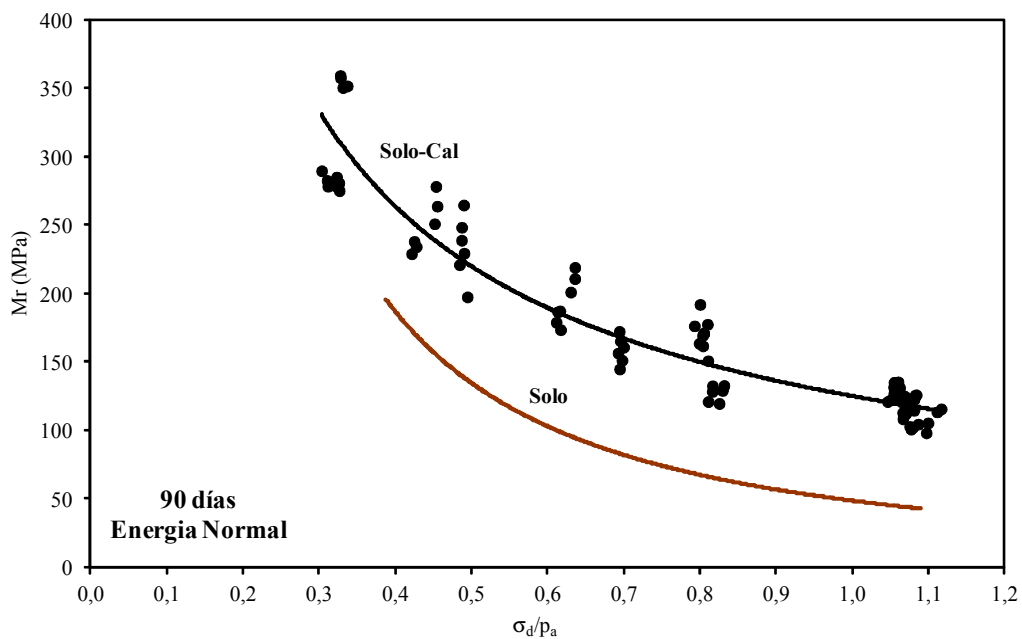


Figura 5.23. Comportamento resiliente do solo modificado com cal com 90 dias de cura e compactado na energia normal

Os modelos 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8 relacionam o comportamento resiliente do solo modificado com a tensão desvio normalizada, independente do teor de cal, para cada

uma das combinações de tempo de cura e energia de compactação. Verifica-se que os modelos apresentam elevada significância estatística, explicitada por valores elevados (superiores a 90%) do coeficiente de determinação R^2 . A Tabela 5.6 resume os parâmetros resilientes (k_1 e k_2) para cada uma das combinações.

$$28 \text{ dias, energia modificada: } M_r = 248 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-0,61} \quad (R^2 = 0,92) \quad (5.5)$$

$$90 \text{ dias, energia modificada: } M_r = 269 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-0,65} \quad (R^2 = 0,94) \quad (5.6)$$

$$28 \text{ dias, energia normal: } M_r = 117 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-0,81} \quad (R^2 = 0,92) \quad (5.7)$$

$$90 \text{ dias, energia normal: } M_r = 125 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-0,82} \quad (R^2 = 0,91) \quad (5.8)$$

Tabela 5.6. Parâmetros resilientes do solo modificado com cal para cada combinação de tempo de cura e energia de compactação

Combinação	k_1 (MPa)	k_2
28 dias, energia modificada	248	-0,61
90 dias, energia modificada	269	-0,65
28 dias, energia normal	117	-0,81
90 dias, energia normal	125	-0,82

Na Tabela 5.6 observa-se que para cada energia de compactação os valores de k_1 e k_2 são muito semelhantes para os dois tempos de cura, o que sugere que a maioria das reações pozolânicas ocorreu até os 28 dias de cura.

Considerando os modelos 5.5 e 5.7 de solo modificado com cal, com 28 dias de cura, com os modelos 5.1 e 5.2, respectivamente, do solo natural, pode-se dizer que o M_r do solo modificado com 3% a 5% de cal é 2,1 vezes maior do que o solo natural, quando compactado na energia modificada, e é 1,8 vezes maior quando compactado na energia normal.

O comportamento resiliente, independente do teor de cal na faixa entre 3% e 5%, é similar ao observado para a resistência à compressão simples (RCS) e a resistência à

tração por compressão diametral (RT), que para o material pesquisado também foram independentes do teor de cal para igual faixa de teores de cal.

5.3.3. Efeito do Tempo de Cura no Módulo de Resiliência do Solo Modificado com Cal

O efeito do tempo de cura no comportamento resiliente do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal para as duas energias de compactação é mostrado na Figura 5.24.

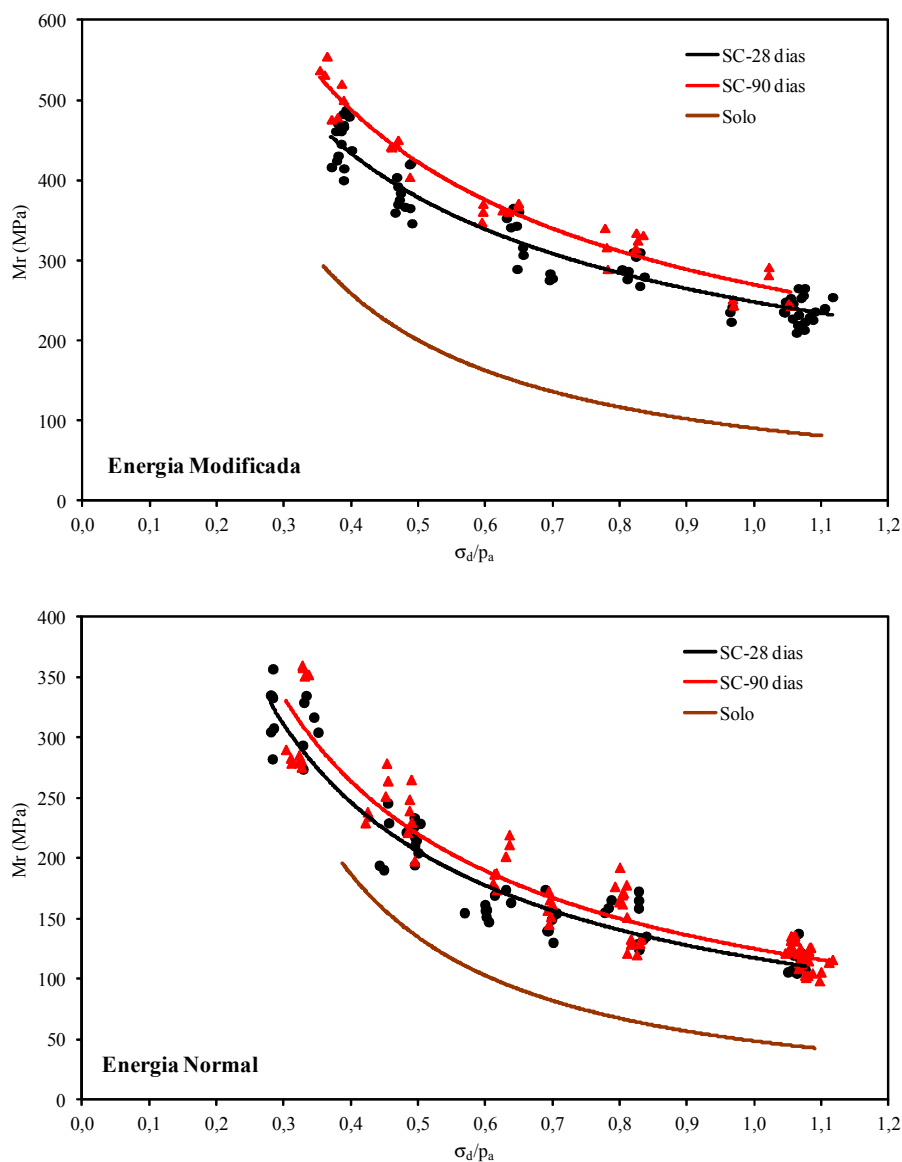


Figura 5.24. Efeito do tempo de cura no módulo de resiliência do solo modificado com cal

Um considerável ganho de rigidez, com relação ao solo natural é observado nos primeiros 28 dias para ambas as energias de compactação. Para os corpos-de-prova compactados na energia modificada o valor do M_r do solo modificado com cal aos 28 dias é entre 1,4 e 2,7 vezes maior do que o valor do M_r do solo sem tratar e compactado na mesma energia.

Para o mesmo tempo de cura, quando compactado na energia normal o valor de M_r do solo modificado com cal é entre 1,1 e 2,4 vezes maior do que o valor de M_r do solo sem tratar, compactado à mesma energia. Para ambas as condições de compactação, o ganho de M_r do solo modificado com cal com relação ao solo natural é maior com o aumento da σ_d devido a que o material modificado é menos sensível à variação da σ_d .

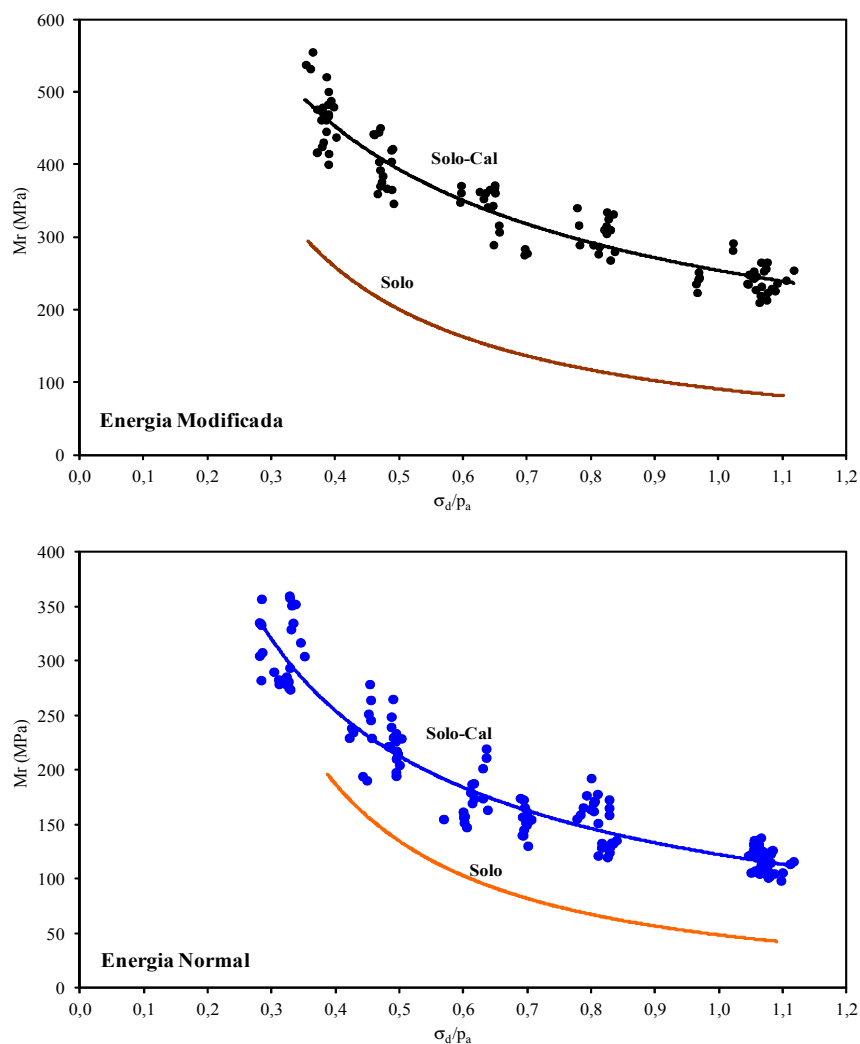


Figura 5.25. Efeito da adição de cal no módulo de resiliência do solo modificado com cal para as duas energias de compactação

Embora haja aumento de M_r entre os 28 dias e os 90 dias de cura, para ambas as condições de compactação, estes são pouco significativos, se comparados com os experimentados nos primeiros 28 dias. O M_r entre os dois tempos de cura aumenta apenas 10% para as duas energias de compactação. O aumento de M_r é constante para todos os níveis de σ_d ensaiados, indicando que também não há mudança da sensibilidade do material modificado pesquisado.

O aumento de rigidez quando o solo de Cebollatí é modificado com cal é relativamente rápido, completando-se praticamente nos primeiros 28 dias. Depois desse tempo de cura, o M_r continua aumentando, porém de forma pouco significativa. Esta observação levou a realizar uma análise estatística com todos os valores obtidos nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial para cada condição de compactação. O resultado desta análise é mostrado na Figura 5.25.

Os modelos 5.9 e 5.10 sintetizam a dependência do M_r do solo modificado com cal em função da tensão desvio normalizada. Novamente se observa que os modelos são significativos, com valores de R^2 da ordem de 90%. A Tabela 5.7 resume os parâmetros resilientes (k_1 e k_2) para cada energia de compactação, incluindo-se os parâmetros resilientes do solo sem tratar.

$$\text{Energia modificada: } M_r = 254 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-0,63} \quad (R^2 = 0,90) \quad (5.9)$$

$$\text{Energia normal: } M_r = 122 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{-0,80} \quad (R^2 = 0,91) \quad (5.10)$$

Tabela 5.7. Parâmetros resilientes do solo modificado com cal para cada energia de compactação

Material	Energia	k_1	k_2
Solo-Cal	Modificada	254	-0,63
Solo-Cal	Normal	122	-0,80
Solo	Modificada	90,4	-1,15
Solo	Normal	48,5	-1,47

O parâmetro k_1 é indicativo da magnitude do Mr. Este parâmetro aumenta significativamente ao se adicionar cal ao solo para cada energia de compactação, sendo o aumento de 2,8 vezes para a energia modificada e de 2,5 vezes para a energia normal.

O parâmetro k_2 significativamente diminui ao adicionar cal ao solo, sendo o valor de k_2 do solo-cal um 55% do valor do solo natural para as duas energias de compactação. O Mr do material modificado com cal é menos sensível à tensão desvio do que o do solo natural. Contudo, o Mr do material modificado continua sendo dependente da tensão desvio.

5.3.4. Efeito da Energia de Compactação no Módulo de Resiliência do Solo Modificado com Cal

O efeito da energia de compactação no Mr do solo modificado com cal é mostrado na Figura 5.26. Como era de se esperar, o Mr do solo modificado com cal é maior quando compactado na energia modificada para todos os níveis de σ_d .

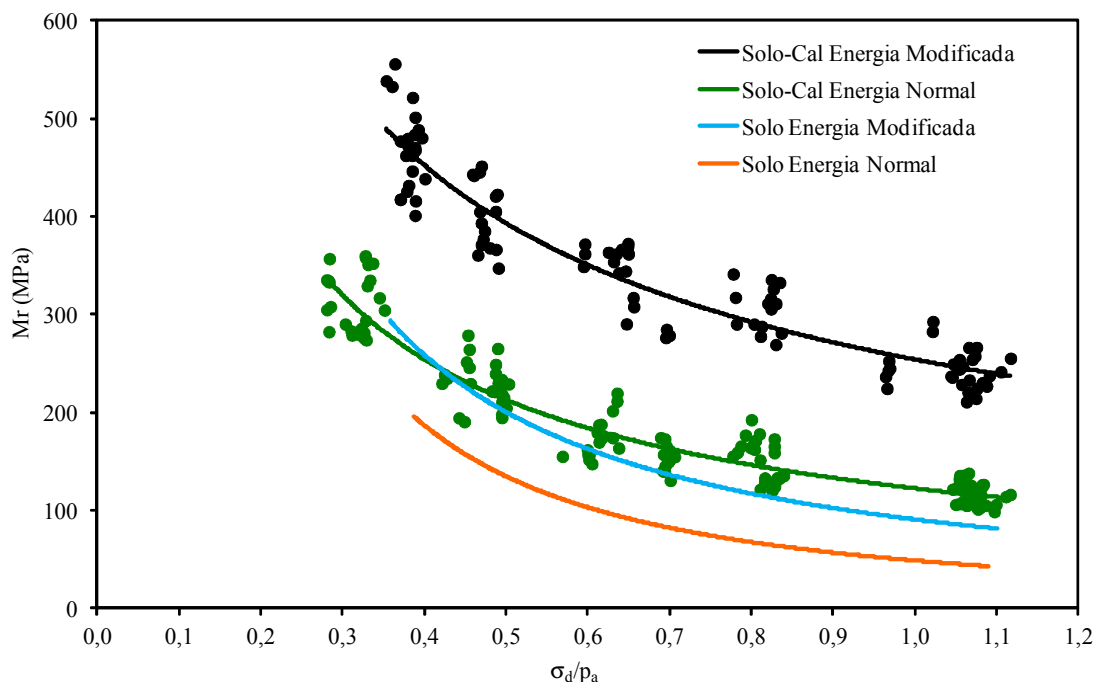


Figura 5.26. Módulo de resiliência do solo modificado com cal em função da tensão desvio normalizada para as duas energias de compactação

A faixa de variação dos valores de Mr do solo modificado com cal com GC de 84% (em relação ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do ensaio na energia modificada) é de 59% a 48% com relação dos valores de Mr do solo modificado com cal com um GC do 96,5%. A rigidez do material modificado se mostra sensível à energia de compactação, ressaltando a importância fundamental do controle da compactação no campo, quando camadas deste material são construídas. Para uma tensão desvio normalizada de 0,3, o Mr do solo modificado com cal, compactado na energia modificada, é 1,7 vezes maior do que o do compactado na energia normal. Para uma tensão desvio normalizada de 0,6, o Mr para a energia modificada é 1,9 vezes maior do que o obtido para a energia normal e para uma tensão normalizada de 1,0 o incremento é de 2,1 vezes. O GC levemente influi na sensibilidade do Mr com relação ao σ_d , sendo que quanto mais compactado está o material modificado menor é a sensibilidade.

Nota-se na Figura 5.26 que os valores de Mr do solo modificado com cal, compactado na energia normal, e o solo sem tratar, compactado na energia modificada, são praticamente iguais para níveis de σ_d baixos (dentre 0,3 e 0,5), sendo significativamente diferentes apenas para níveis de σ_d mais elevados. Embora as reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal hidratada e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo aconteçam, baixos γ_d produzem materiais tão ou mais deformáveis do que o solo sem tratar com elevados γ_d .

Mais uma vez, verifica-se que assegurar GC elevados durante a construção de camadas de solo modificado com cal é uma das questões chaves para o bom sucesso no desempenho desse tipo de pavimentos; sendo, inclusive tão importante quanto a heterogeneidade da mistura e o tempo de cura.

Conclui-se, que é possível modelar o comportamento resiliente das misturas solo-cal ensaiadas em função da tensão desvio normalizada pela pressão atmosférica mediante uma função potencial. O Mr do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal é independente do teor de cal, na faixa de 3% para 7%, e do tempo de cura, entre 28 dias e 90 dias, e é fortemente dependente da energia de compactação. Os modelos 5.9 e 5.10 apresentam elevados coeficientes de determinação, sendo os parâmetros desses modelos apresentados na Tabela 5.7.

6. ESTUDO LABORATORIAL DE FADIGA DO SOLO MODIFICADO COM CAL

Uma vez que um dos principais mecanismos de degradação envolvendo materiais granulares cimentados em pavimentos rodoviários é o trincamento, sendo, portanto, um importante parâmetro estrutural para dimensionamento de pavimentos, objetivou-se pesquisar laboratorialmente as características de fadiga do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal. Nos Capítulos anteriores foi bem estabelecido que o material é considerado como solo modificado com cal, mas isto não significa, de acordo com Jameson (2013), que não seja susceptível a trincamento de fadiga; razão pela qual torna-se importante pesquisar no laboratório as características de fadiga do solo modificado com cal.

Neste Capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de fadiga na compressão diametral de misturas de solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com 3% e 5% de cal, com 28 dias e 150 dias de cura. Quando oportuno, descrevem-se os modelos de previsão de desempenho de campo encontrados para o material pesquisado. Realiza-se uma detalhada análise do comportamento resiliente e da deformabilidade na tração por compressão diametral neste Capítulo visando uma adequada interpretação dos resultados dos ensaios de fadiga.

As características dos corpos-de-prova compactados na energia modificada ensaiados à fadiga, são resumidos na Tabela 6.1, incluindo-se o teor de umidade de compactação (w), grau de compactação (GC) com relação ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ do Proctor Modificado das misturas, índice de vazios (e) e grau de saturação (S).

Pode-se observar que existem diferenças no w de compactação dos diferentes corpos-de-prova, o que é atribuído a diferentes datas (e condições) de compactação. Contudo, o coeficiente de variação (CV) é praticamente nulo, indicando que a variabilidade é aceitável. O valor médio do w de compactação é de 15,2%, superior ao $w_{ót}$ determinado no ensaio de compactação na energia modificada (13%).

As diferenças nos w de compactação pouco se refletem nos γ_d dos corpos-de-prova. O GC médio (sempre determinado com relação ao $\gamma_{dm\acute{a}x}$ na energia modificada) é

relativamente alto (97%), sendo o CV nulo. Os GC obtidos não foram de 100% devido a que os w de compactação dos corpos-de-prova foram maiores do que o $w_{ót}$.

Tabela 6.1. Características dos corpos-de-prova de solo modificado com cal ensaiados à fadiga

Cal (%)	Tempo (dias)	w (%)	S (%)	γ_d (kN/m ³)	GC (%)	e
3	150	14,6	84,5	17,9	97,5	0,45
		14,4	86,6	18,1	98,3	0,44
		14,5	86,0	18,0	98,0	0,44
		14,2	87,8	18,2	98,7	0,43
		14,2	87,8	18,2	98,7	0,43
		14,2	87,2	18,1	98,5	0,43
		14,6	85,4	18,0	97,8	0,44
		14,6	84,3	17,9	97,5	0,45
		15,1	84,3	17,9	97,5	0,45
		14,5	84,7	18,0	97,6	0,45
5	28	15,3	80,1	17,6	95,9	0,47
		15,8	78,6	17,5	95,3	0,48
		15,7	80,3	17,7	96,0	0,47
		15,9	78,6	17,5	95,3	0,48
		15,7	80,1	17,6	95,9	0,47
		15,4	81,0	17,7	96,3	0,47
		15,2	80,1	17,6	95,9	0,47
		15,7	80,7	17,7	96,1	0,47
		15,6	79,6	17,6	95,7	0,48
		15,5	78,4	17,5	95,2	0,48
	150	15,2	83,9	17,9	97,3	0,45
		15,4	83,9	17,9	97,3	0,45
		15,2	83,2	17,9	97,1	0,46
		15,2	84,6	18,0	97,6	0,45
		15,6	83,9	17,9	97,3	0,45
		16,1	82,2	17,8	96,7	0,46
		16,0	83,3	17,9	97,1	0,46
		16,1	82,0	17,8	96,6	0,46
		15,9	83,5	17,9	97,2	0,45
		16,1	83,1	17,9	97,0	0,46
Média		15,2	83,0	17,8	97,0	0,46
Desvio Padrão		0,62	2,76	0,19	1,01	0,02
CV		0,04	0,03	0,01	0,01	0,03

O índice de vazios médio dos corpos-de-prova é de 0,46, sendo que o CV é praticamente nulo. Conclui-se que as condições de compactação de todos os corpos-de-prova são similares, não sendo um fator de variabilidade nos resultados dos ensaios de fadiga.

O valor médio do S é de 88%, sendo que o CV próximo de zero permite concluir que a condição de saturação inicial dos corpos-de-prova submetidos a ensaios de fadiga também não é um fator de variabilidade dos resultados destes. Assim, a variabilidade dos resultados de fadiga pode ser atribuída às heterogeneidades do solo e das misturas do solo com a cal, à eventual secagem que podem ter sofrido os corpos-de-prova durante os ensaios prolongados e a erros próprios do ensaio.

As planilhas completas com resultados dos ensaios de carga repetida na compressão diametral realizados sob corpos-de-prova de solo modificado com 3% e 5% de cal e 150 dias de cura são apresentadas na Figura III.1 e Figura III.2, no Anexo III, respectivamente. Por sua vez, as planilhas com resultados dos ensaios de fadiga na compressão diametral realizados em corpos-de-prova de solo modificado com 3% de cal e 150 dias de cura e de solo modificado com 5% de cal e com 28 dias e 150 dias de cura são apresentadas na Figura III.3, Figura III.4 e Figura III.5, no Anexo III, respectivamente.

6.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA NA TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A variação do M_r na tração por compressão diametral em função da variação da tensão de tração (σ_t) normalizada em relação à pressão atmosférica (p_a) é representada na Figura 6.1. Para as duas misturas de solo modificado com cal o comportamento resiliente é dependente da σ_t , sendo que o M_r cai continuamente com o aumento da tensão de tração. Este comportamento é similar ao comportamento observado para o solo modificado com cal quando ensaiado a cargas repetidas na compressão triaxial. Por outro lado, não é o comportamento resiliente geralmente observado em misturas betuminosas ou materiais cimentados, nos quais o valor de M_r é independente da σ_t e praticamente constante. O resultado indica que o solo silto-argiloso de Cebollatí tratado

com 3% e 5% de cal se comporta como solo fino o que está de acordo com a definição de material modificado dado pela *Austrroads Guide to Stabilization on Roadworks* (Jameson, 2013).

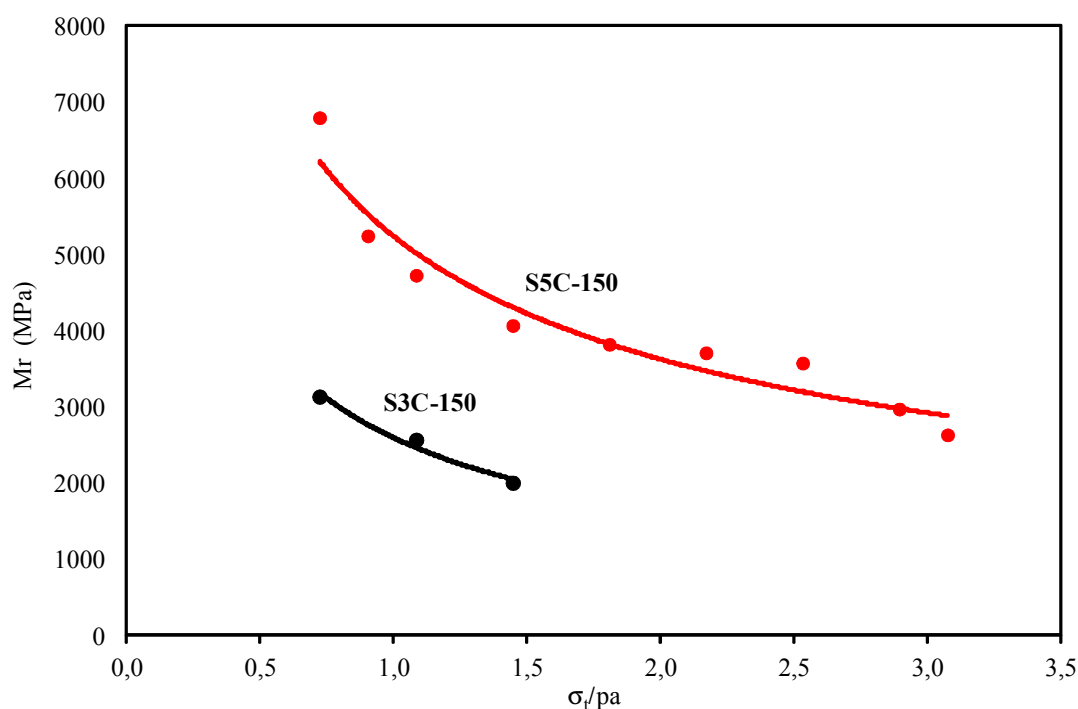


Figura 6.1. Módulo de resiliência na tração por compressão diametral do solo modificado com cal em função da tensão de tração normalizada

Comparando o comportamento de ambos os materiais (Figura 6.1), constata-se que os valores de Mr do material S5C são maiores do que os correspondentes ao material S3C. Por exemplo, para uma σ_t normalizada de 0,72 os Mr de S5C e S3C são respectivamente de 6790 MPa e de 3130 MPa. Já para a σ_t normalizada de 1,09 os valores de Mr são de 4721 MPa e de 2563 MPa para os materiais S5C e S3C respectivamente, e para uma σ_t normalizada de 1,45, estes valores são de 4063 MPa e 1999 MPa, respectivamente. Ou seja, o aumento do Mr quando o teor de cal varia de 3% para 5% é significativo, sendo em média 2 vezes.

Observa-se que o Mr na tração é dependente do teor de cal (na faixa de 3% a 5%), de forma diferente ao observado nos resultados de Mr na compressão triaxial. Lembra-se que o Mr na compressão triaxial do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado é independente do teor de cal. Enquanto as deformações recuperáveis não mudam com o

teor de cal na compressão vertical, elas mudam com o teor de cal na tração horizontal. Isto é, há mudança no coeficiente de Poisson (μ). Os modelos de distribuição de tensões em pavimento, geralmente assumem que o coeficiente de Poisson é constante para um material modificado ou cimentado. Os resultados obtidos indicariam que esta presunção não seria realista e chamam a atenção sobre a importância de procurar métodos simples para determinar os valores de coeficiente de Poisson para cada material. Apesar disto, nas análises de tensões e deformações realizadas nesta tese, por não ter conseguido determinar o coeficiente de Poisson, este é considerado como sendo uma constante elástica do material.

Os modelos 6.1 e 6.2 expressam o M_r na tração por compressão diametral do material S3C e S5C, respectivamente, com 150 dias de cura como função da σ_t normalizada.

$$\text{Solo-3\% de cal, 150 dias de cura: } M_r = 2592 \cdot \left(\frac{\sigma_t}{p_a} \right)^{-0,64} \quad (R^2 = 0,97) \quad (6.1)$$

$$\text{Solo-5\% de cal, 150 dias de cura: } M_r = 5238,5 \cdot \left(\frac{\sigma_t}{p_a} \right)^{-0,53} \quad (R^2 = 0,94) \quad (6.2)$$

Os valores determinados de M_r para o material S3C com 150 dias de cura para os níveis de tensão ensaiados estão em uma faixa entre 3000 MPa e 2000 MPa, no entanto para o material S5C com o mesmo tempo de cura e também para os níveis de tensão ensaiados variam entre 6800 MPa e 2600 MPa. A *Austroads Guide to Stabilization on Roadworks* 1988 inclui valores de M_r entre 700 MPa e 1500 MPa como referência para diferenciar um solo modificado do um solo estabilizado (Jameson, 2013). À luz desta recomendação e sendo que o solo silto-argiloso de Cebollatí tratado com cal é modificado, pareceria que os valores resultantes de M_r na tração por compressão diametral são bastante elevados.

Lovato (2004) por meio de ensaios de carga repetida na tração por compressão diametral determinou valores de M_r aos 56 dias de 5053 MPa e 12886 MPa quando estabilizou respectivamente com 3% e 5% de cal cálcica um solo laterítico residual de basalto da Formação Serra Geral, caracterizado como um material argilo-arenoso, de coloração vermelha. Os valores de M_r obtidos por Lovato (2004) são maiores do que os

determinados nesta pesquisa, o que é justificável devido à natureza laterítica do solo residual ensaiado.

Lovato (2004) também ensaiou amostras de solo estabilizado com 4% de cal dolomítica extraídas da base dos trechos experimentais construídos por Lucena e Brugnara (1970) com base e sub-base do mesmo solo laterítico estabilizado com cal na BR-377/RS no fim dos anos 60 e início dos 70. Os resultados de M_r apresentaram elevada dispersão, variando de 4000 MPa a mais de 32000 MPa, com uma média em torno de 19000 MPa e um desvio padrão de aproximadamente 13000 MPa. Todos os valores continuam sendo maiores do que os obtidos nesta pesquisa, o que é atribuído à natureza laterítica do latossolo (com predominância de argilominerais estáveis, como a caulinita) e ao longo período decorrido (quase trinta anos) desde a execução do pavimento, o que possibilitou a continuidade de ocorrência de reações pozolânicas e da geração de produtos cimentantes, que conferiram às camadas de solo-cal elevadas resistências, rigidez e durabilidade.

Por enquanto, o volume de dados disponíveis é insuficiente para sugerir alguma modificação nos valores de referência (M_r entre 700 MPa e 1500 MPa) propostos pela *Austrroads Guide to Stabilization on Roadworks* 1988 para diferenciar materiais modificados de materiais estabilizados, sendo necessários mais pesquisas de laboratório e monitoramento de campo.

6.2. DEFORMABILIDADE DO SOLO MODIFICADO COM CAL NA COMPRESSÃO DIAMETRAL

A análise do comportamento quanto à deformabilidade elástica na compressão diametral sob diferentes níveis de σ_t foi realizada ensaiando-se corpos-de-prova com 3% de cal e com 150 dias de cura (S3C-150) e com 5% de cal com 28 dias e 150 dias de cura (S5C-28 e S5C-150). A Figura 6.2 mostra o comportamento da deformação de tração inicial (ϵ_{t0}), expressa em microstrains ($\mu\epsilon$), em função da tensão de σ_t normalizada pela p_a para as três combinações de teor de cal e tempo de cura ensaiadas à fadiga.

Como era de se esperar, a ϵ_{t0} é continuamente crescente com o aumento do nível de σ_t para todas as combinações ensaiadas. Este comportamento pode ser expresso por meio

de modelos exponenciais, como os modelos 6.3 a 6.5 entre a deformação inicial (ϵ_{t0}) e a tensão de tração (σ_t) normalizada pela p_a que apresentam elevados coeficientes de determinação (R^2).

$$\text{Solo modificado com 3\% de cal, 150 dias de cura: } \epsilon_{ot} = 8,95.e^{1,04\left(\frac{\sigma_t}{p_a}\right)} \quad (R^2 = 0,98) \quad (6.3)$$

$$\text{Solo modificado com 5\% de cal, 28 dias de cura: } \epsilon_{ot} = 6,53.e^{0,77\left(\frac{\sigma_t}{p_a}\right)} \quad (R^2 = 0,94) \quad (6.4)$$

$$\text{Solo modificado com 5\% de cal, 150 dias de cura: } \epsilon_{ot} = 4,8.e^{1,06\left(\frac{\sigma_t}{p_a}\right)} \quad (R^2 = 0,91) \quad (6.5)$$

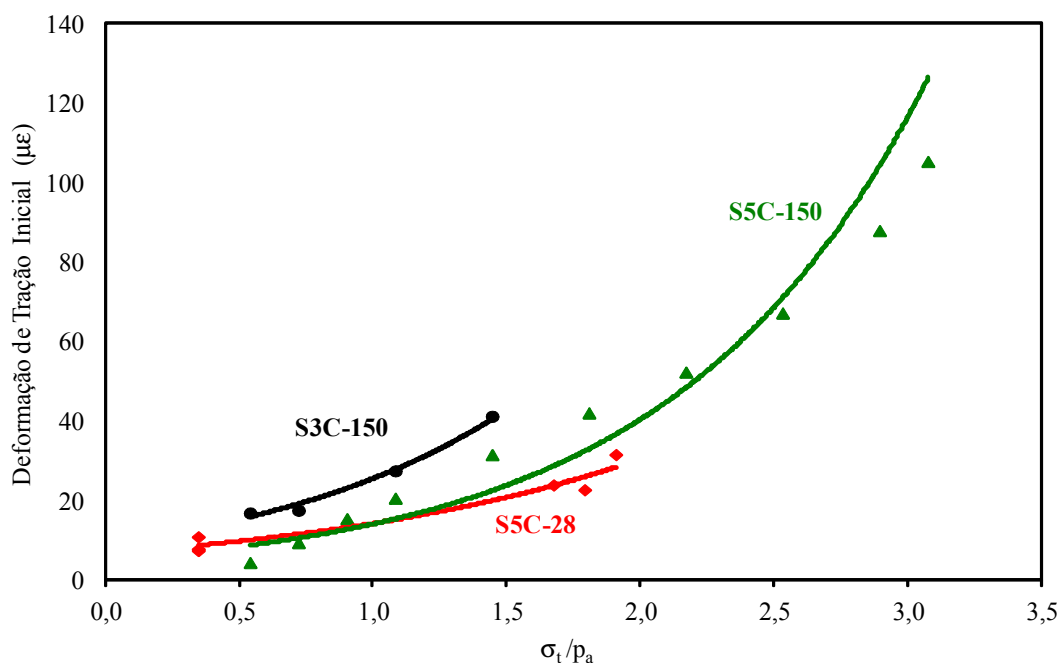


Figura 6.2. Deformação de tração inicial no solo modificado com cal em função da tensão de tração normalizada

Como a ruptura dos corpos-de-prova de solo modificado com cal pode ser muito frágil durante os ensaios de fadiga a tensão controlada (portanto sem aviso), procurou-se que o sistema externo de leituras de deslocamento não sofresse danos com a ruptura física dos corpos-de-prova. Por esta razão não se mediram deformações de extensão (ou tração) durante os ensaios de fadiga, determinando-se apenas valores de ϵ_{t0} .

Em geral, as leituras de ϵ_{t0} foram realizadas durante as primeiras 75 repetições de carga (as primeiras 50 repetições são de condicionamento). Contudo, para os níveis mais elevados de σ_t a ruptura do corpo-de-prova poderia acontecer dentro destas primeiras 75 repetições, por essa razão não foram realizadas leituras de ϵ_{t0} para níveis elevados de σ_t . Quando a vida de fadiga (N) foi inferior a 100 repetições de carga, os valores de ϵ_{t0} foram estimados considerando os modelos 6.3 a 6.5.

Muitos pesquisadores, entre os quais Gonzalez et al., 2010, modelam a vida de fadiga dos materiais em função do quociente entre a deformação de tração inicial e a deformação de tração na ruptura (ϵ_b). Uma vez que com os equipamentos disponíveis não é possível medir-se ϵ_b no ensaio de resistência à tração na compressão diametral, decidiu-se adotar como valor de ϵ_b aquele que corresponderia à ruptura na primeira repetição de carga. Os valores de ϵ_b assim definidos foram estimados empregando-se os modelos 6.3 a 6.5, sendo apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2. Deformações de tração na ruptura estimadas para o solo modificado com cal

Cal (%)	Tempo (dias)	ϵ_b ($\mu\epsilon$)
3	150	387
5	28	43
	150	225

Na Figura 6.2 pode-se observar que a ϵ_{t0} para níveis relativamente baixos de σ_t são praticamente similares para ambos os tempos de cura do solo modificado com 5% de cal (S5C). Como já foi indicado na análise do comportamento a deformações elásticas com ensaios de carga repetida na compressão triaxial, o M_r sofre pequena variação entre os 28 dias e os 150 dias de cura, sendo o comportamento observado nos ensaios de fadiga coerentes com os anteriores. Saliencia-se que esta conclusão só é válida para os níveis de σ_t utilizados nos ensaios do material S5C com 28 dias de cura e que, por enquanto, não podem ser estendidos para níveis maiores.

Para um dado nível de tensão de tração (limitada em 1,5 vezes a pressão atmosférica), a ϵ_{t0} da mistura S3C supera as correspondentes ao do material S5C, para ambos os tempos de cura, o que é explicado com a observação realizada no item anterior com relação ao

aumento de M_r com o aumento de teor de cal de 3% para 5%. Para uma σ_t normalizada de 0,54 a ϵ_{t0} diminuiu de 17 $\mu\epsilon$ para 4 $\mu\epsilon$ quando o teor de cal aumentou de 3% para 5% respectivamente, o que significa uma queda de 4,25 vezes. Para uma σ_t normalizada de 0,72 a ϵ_{t0} do material S5C foi de 9 $\mu\epsilon$ e a ϵ_{t0} do material S3C foi 2 vezes maior (18 $\mu\epsilon$). Para as σ_t normalizadas de 1,09 e 1,45 as ϵ_{t0} passaram de 21 $\mu\epsilon$ e 32 $\mu\epsilon$, no material S5C, para 27 $\mu\epsilon$ e 41 $\mu\epsilon$, no material S3C respectivamente, sendo as taxas de aumento de 1,3 vezes para os dois níveis de tensão. O valor médio de aumento de ϵ_{t0} para os pontos analisados é de 2,2 vezes, o que se assemelha ao aumento do M_r do material S5C com relação ao material S3C.

6.3. FADIGA DO SOLO MODIFICADO COM CAL

A relação entre a vida de fadiga, expressa como o número de repetições (N) para a ruptura física do corpo-de-prova, e a deformação de tração inicial (ϵ_{ot}) é representada na Figura 6.3. O número de ciclos de carga nos ensaios de fadiga na compressão diametral foi limitado em 10^6 , caso não tivesse ocorrido a ruptura do corpo-de-prova antes desse número de repetições. Salienta-se que a introdução deste critério (comum nos ensaios de fadiga em misturas asfálticas) pode afetar os modelos determinados.

Quando a vida de fadiga (N) foi inferior de 10^6 ciclos, todos os corpos-de-prova que apresentaram ruptura frágil. Nos capítulos anteriores definiu-se como “modificado” o solo de Cebollatí tratado com teores de cal entre 3% e 5%. No entanto, o fato de observar-se ruptura frágil nos ensaios de fadiga corrobora o assinalado por Jameson (2013) que os materiais modificados podem ser susceptíveis a trincamento de fadiga.

Para as duas misturas de solo modificado com cal (S3C e S5C) e para os dois tempos de cura (28 dias e 90 dias) se verifica a dependência de N com a deformação de tração inicial (ϵ_{t0}), sendo que a vida de fadiga diminui significativamente com o aumento da ϵ_{t0} . Quando representados ambos os parâmetros em escala logarítmica, como na Figura 6.3, a relação é linear o que é coincidente com relatos de outros pesquisadores (Theyse et al., 1996; Gonzalez et al., 2010; Gnanendran e Piratheepan, 2010) para materiais estabilizados.

Observa-se na Figura 6.3 que a vida de fadiga (N) é fortemente dependente da deformação inicial, ϵ_{t_0} . Pequenas variações nos níveis de σ_t e, portanto, de ϵ_{t_0} durante os ensaios de fadiga na compressão realizados conduziram a grandes variações de N .

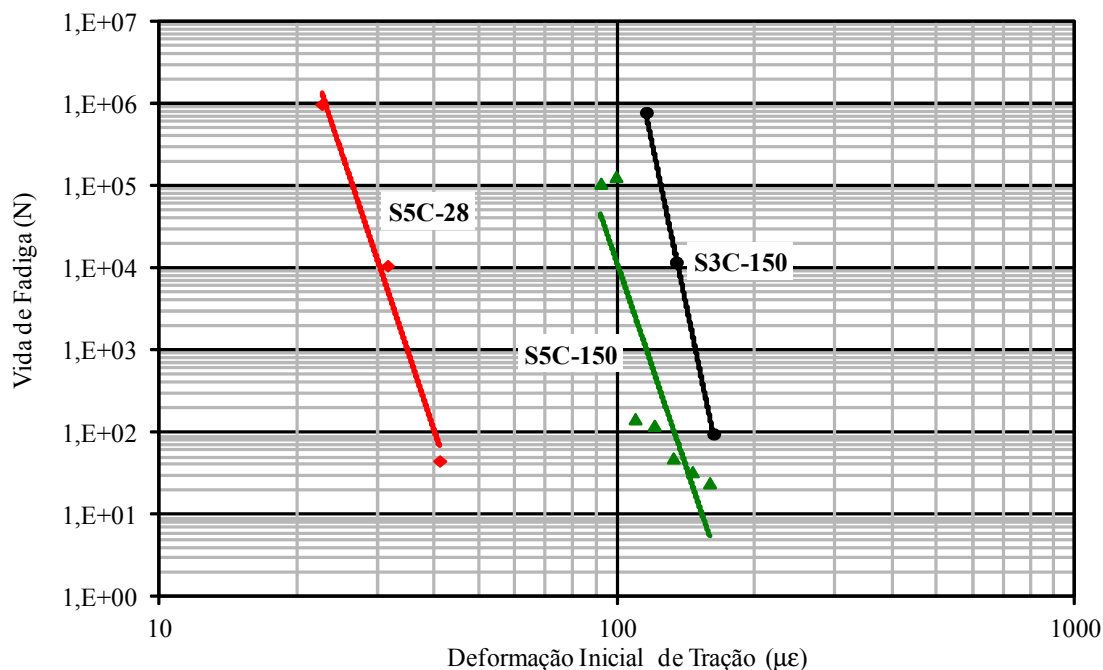


Figura 6.3. Vida de fadiga em função da deformação inicial de tração para diversas combinações de teor de cal e tempo de cura

Assim, quando no material S3C-150 a ϵ_{t_0} diminui de 163 $\mu\epsilon$ para 135 $\mu\epsilon$ (isto é uma queda relativa de 17%) a N aumentou de 98 ciclos para 12063 ciclos (diferença de 11965 ciclos) e quando diminui de 135 $\mu\epsilon$ para 116 $\mu\epsilon$ (redução de 14%) o número de ciclos até a ruptura passou de 12063 para 798529 (diferença de 786466 ciclos). Quando no material S5C-28 a ϵ_{t_0} diminui de 41 $\mu\epsilon$ para 32 $\mu\epsilon$ (redução relativa de 23%), N aumentou de 46 ciclos para 10876 ciclos (diferença de 10830 ciclos) e quando a deformação inicial diminui de 41 $\mu\epsilon$ para 23 $\mu\epsilon$ (queda relativa de 28%) o aumento foi dos 10876 ciclos para mais de 1000000 de ciclos.

A forte sensibilidade da vida de fadiga com a deformação inicial pode ser melhor apreciada ao observar o comportamento do material S5C-150, o qual foi submetido a menores variações de nível de σ_t e, portanto, de ϵ_{t_0} . Os resultados obtidos não foram tão

bem modelados quanto os correspondentes aos S3C-150 e S5C-28, especialmente para os níveis mais elevados de ϵ_{t0} .

No entanto, o comportamento de vida de fadiga (N) do material S5C-150 é similar aos outros dois materiais pesquisados quando a análise é realizada considerando variações maiores de ϵ_{t0} . Assim, quando ϵ_{t0} diminui de 133 $\mu\epsilon$ para 110 $\mu\epsilon$ (redução de 17%), N aumentou de 50 ciclos para 150 ciclos (diferença de 100 ciclos), no entanto, uma redução de 110 $\mu\epsilon$ para 100 $\mu\epsilon$ (redução de 9%) o aumento foi dos 150 ciclos para 132495 ciclos (diferença de 132345 ciclos).

Similar dependência de N com a ϵ_{t0} foi também verificada por outros pesquisadores para o caso de materiais cimentados, particularmente na Austrália e Nova Zelândia (Pretorius, 1970; Angell, 1988; Jameson, 2010; Gonzalez et al., 2010). Estes autores encontraram relações de dependência potencial de N para este tipo de materiais com expoentes entre 7 e 20, sendo que a *Austroads* define um modelo de 12ª potência (Jameson, 2010), com a forma dada em 6.6. A constante K é função do Mr do material.

$$N = \left(\frac{K}{\mu\epsilon} \right)^{12} \quad (6.6)$$

Para os materiais analisados nesta Tese, são verificadas diferenças significativas no nível de ϵ_{t0} limite para alcançar-se uma dada vida de fadiga, particularmente quando o tempo de cura passa de 28 dias para 150 dias. Considerando uma N admissível de projeto de 10^5 para o solo modificado com cal pesquisado, visando seu uso como camada de revestimento de EBV, pode-se estimar a partir da Figura 6.3 uma ϵ_{t0} máxima admissível de 27 $\mu\epsilon$ para o material S5C-28. Já para os materiais S3C-150 e S5C-150, os valores máximos admissíveis de ϵ_{t0} são respectivamente 124 $\mu\epsilon$ e 94 $\mu\epsilon$; ou seja, 3,5 e 4,7 vezes maiores do que para o material S5C-28. O tempo de cura é extremamente importante no aumento de vida de fadiga do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal.

Seguindo a modelagem entre a N e a ϵ_{t0} adotada pela *Austroads* (modelo 6.6), propõem-se os modelos 6.7 a 6.9 para estimativa da vida de fadiga das diversas combinações de solo modificado com cal. O baixo coeficiente de determinação ($R^2 = 0,77$) do modelo

correspondente à mistura S5C-150 é devido à alta sensibilidade da N verificada para os materiais pesquisados, como já comentado.

$$\text{Solo modificado com 3\% de cal, 150 dias de cura: } N = \left(\frac{192}{\mu\epsilon} \right)^{26} \quad (R^2 = 0,99) \quad (6.7)$$

$$\text{Solo modificado com 5\% de cal, 28 dias de cura: } N = \left(\frac{53}{\mu\epsilon} \right)^{17} \quad (R^2 = 0,99) \quad (6.8)$$

$$\text{Solo modificado com 5\% de cal, 150 dias de cura: } N = \left(\frac{177}{\mu\epsilon} \right)^{16} \quad (R^2 = 0,77) \quad (6.9)$$

Os parâmetros em forma de potência dos modelos 6.7 a 6.9 são maiores do que o adotado pela *Austroads* (Jameson, 2010) para materiais cimentados (modelo 6.6), sendo particularmente os modelos do solo modificado com 5% de cal (6.8 e 6.9) mais similares ao proposto pela *Austroads Pavement Design Guide 1992* (Jameson, 2010), que é de 18ª potência. Por sua vez, o valor médio das potências dos modelos 6.7 a 6.9 (20) é praticamente o mesmo do que o proposto por Pretorius (1970) (20,3). A vida de fadiga do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal é muito sensível com relação à deformação de extensão inicial (ϵ_{t0}) do mesmo modo como é concluído pela *Austroads* para materiais estabilizados.

A dependência de N em função de ϵ_{t0} é maior para o material S3C do que para o material S5C, embora, como comentado no item 6.2 a mistura S5C seja ligeiramente mais rígida do que a mistura S3C. Igualmente, quando no item 6.2 foi analisada a deformabilidade em função da σ_t deste material se observou que a rigidez não varia significativamente para tempos de cura entre 28 dias e 150 dias (Figura 6.2). A modelação da vida de fadiga (N) em função da deformação de extensão inicial (ϵ_{t0}), como apresentado na Figura 6.3, não explica corretamente a relação de N com a rigidez do material.

Ao modelar-se a vida de fadiga das misturas em função do quociente entre a deformação de extensão inicial (ϵ_{t0}) e a deformação de extensão na ruptura (ϵ_b), como é apresentado na Figura 6.4, pode-se apreciar corretamente o efeito do teor de cal na vida de fadiga para os diferentes tempos de cura, como já observado por Gonzalez et al.

(2010) ou como é considerado pelo *Método Mecanístico de Dimensionamento de Pavimentos da República da África do Sul* (Theyse et al., 1996).

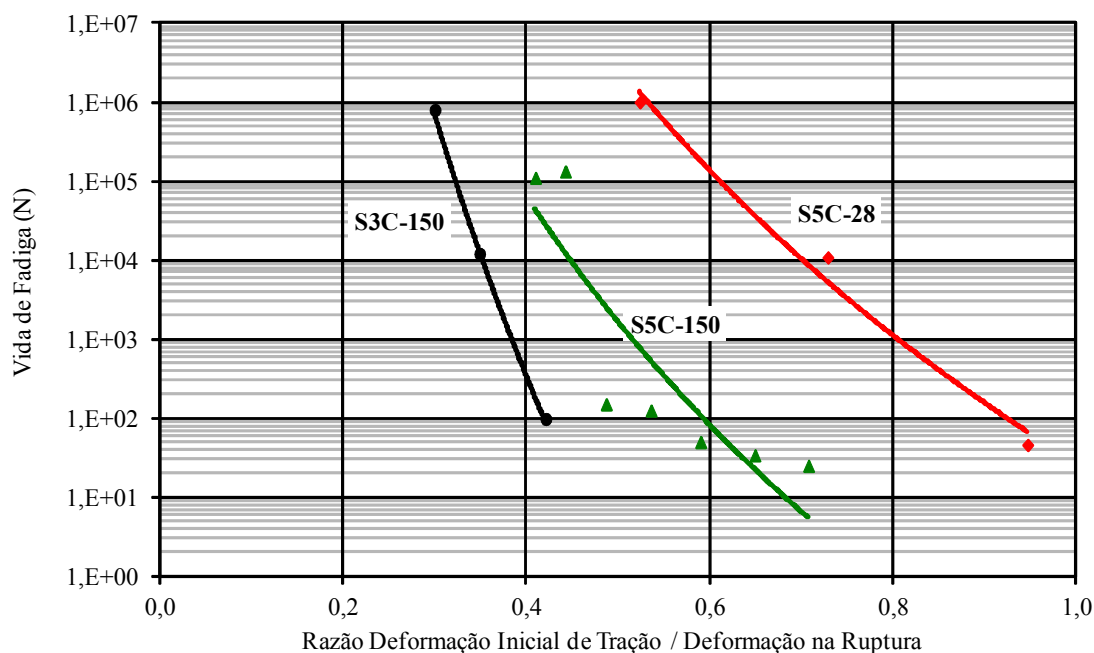


Figura 6.4. Vida de fadiga em função do quociente entre a deformação de tração inicial e a deformação de tração na ruptura do solo modificado com cal

Na Figura 6.4, quanto mais próximo ao valor 1 está o quociente ϵ_{t0}/ϵ_b , o valor de ϵ_{t0} é mais próxima ao do ϵ_b e, portanto, o nível de σ_t é mais alto e mais próximo à resistência à tração na compressão diametral (RT) do material. Para alcançar uma determinada vida de fadiga, o quociente ϵ_{t0}/ϵ_b é maior no material S5C-28 do que para as misturas com 150 dias de cura.

O nível de ϵ_{t0} é menor para o material S5C-28, embora corresponda a valores de σ_t mais baixos e mais próximos à RT deste material do que naqueles. Segundo o modelo 3.6 de RT em função do tempo de cura, independente do teor de cal, quando o tempo de cura passa de 28 dias para 150 dias a RT aumenta de 233 kPa para 362 kPa, ou seja, os materiais com maior tempo de cura admitem níveis de tensão maiores e, portanto, maiores níveis de deformação para uma vida de fadiga (N). Isto é de máxima importância quando se trata de analisar o uso do material pesquisado como camada de revestimento primário de pavimentos, já que nestas camadas as tensões são absorvidas

apenas pelo próprio material, sendo de esperar-se níveis relativamente elevados de tensão e deformação.

Conclui-se que aparentemente os modelos em função do quociente ϵ_{to}/ϵ_b são mais apropriados para estimar a vida de fadiga do que aqueles que só incluem a ϵ_{to} . Seguindo este critério, e levando em conta o conceito de ϵ_b definido nesta pesquisa (deformação inicial que produz uma vida de fadiga, N , de 1 ciclo), foram desenvolvidos os modelos 6.10 a 6.12 para estimativa de vida de fadiga das misturas de solo silto-argiloso de Cebollatí e cal.

$$\text{Solo modificado com 3\% de cal, 150 dias de cura: } N = \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{to}} \right)^{10} \quad (R^2 = 0,84) \quad (6.10)$$

$$\text{Solo modificado com 5\% de cal, 28 dias de cura: } N = 5 \cdot \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{to}} \right)^{20} \quad (R^2 = 0,94) \quad (6.11)$$

$$\text{Solo modificado com 5\% de cal, 150 dias de cura: } N = \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{to}} \right)^{13} \quad (R^2 = 0,79) \quad (6.12)$$

Os expoentes nos modelos 6.10 a 6.12 variam entre 10 e 20, ordem semelhante à relatada por Gonzalez et al. (2010) para materiais cimentados da Austrália. Estes autores, baseados no critério de que o quociente de deformação correspondente a 10^6 ciclos de carga reproduz mais precisamente o comportamento do material, adotaram um valor conservador de 12 para o expoente. Salienta-se que Gonzalez et al. realizaram ensaios de fadiga na flexão de vigotas ao invés de ensaios de fadiga na compressão diametral e definem ϵ_b como a deformação de ruptura de vigotas carregadas monotonicamente na flexão.

Convém observar que muitas vezes, e apesar disso não ser tecnicamente aceitável, é prática abrir ao tráfego as estradas imediatamente após sua construção, mesmo quando são construídas camadas de solo cimentado, sem proporcionar o tempo suficiente para o desenvolvimento de reações pozolânicas. Nestes casos, o consumo de fadiga de pavimentos com camadas cimentadas inicia imediatamente; e a vida de fadiga real dos materiais cimentados será a resultante entre o aumento da resistência à fadiga com o

tempo, decorrente da geração de produtos cimentantes por reações pozolânicas e o paulatino consumo de fadiga pela ação do tráfego e do meio ambiente.

Do ponto de vista prático, é recomendável utilizar para o dimensionamento de camadas de materiais modificados modelos baseados em resultados de ensaios de fadiga com o menor tempo de cura, especialmente levando em conta que os ensaios de fadiga na compressão diametral são prolongados.

Jameson (2013) considera que o tráfego no início da vida de serviço do pavimento pode causar micro-fissuras no material modificado, o que reduz os riscos de fadiga prematura, próprios dos materiais cimentados. A experiência obtida nos trechos experimentais de pavimentos (TEP) monitorados confirma esta observação, pois os revestimentos primários em solo modificado com cal foram construídos sob o intenso tráfego da safra de arroz, não tendo após anos de tráfego apresentado trincamento expressivo. Portanto, é possível concluir que modelos para previsão de vida de fadiga de materiais modificados com cal, ensaiados após 28 dias de cura, são suficientemente conservadores para serem utilizados no dimensionamento de pavimentos.

Gonzalez et al. (2010) salientam que em lugar da deformação inicial, é o quociente entre a deformação medida após 10^6 ciclos e a deformação na ruptura que define mais claramente o comportamento do material de pavimento. Para o caso de pavimentos de estradas de baixo volume de tráfego (EBV) este critério poderia ser alterado, considerando-se o quociente entre a deformação correspondente a 10^5 ESAL e a deformação na ruptura, já que para o TEP1 desta pesquisa este volume de tráfego seria atingido em 4 anos de serviço, ao passo que para alcançar-se um volume de tráfego correspondente a 10^6 ESAL seriam necessários 38 anos; considerando hipoteticamente que não haja crescimento do tráfego.

Conclui-se que o modelo de vida de fadiga em função do quociente entre a deformação de extensão que produz uma vida de fadiga de 1 ciclo (ϵ_b) e a deformação de extensão inicial (ϵ_{i0}), correspondente ao solo modificado com 5% de cal e com 28 dias de cura (modelo 6.11) pode ser considerado como adequado, ao menos preliminarmente, para estimativa de fadiga do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal pesquisado. Considerando como valor de potência a média das potências dos modelos 6.10 a 6.12

como fator de segurança, o modelo 6.13 pode ser o adotado para o solo modificado com cal da pesquisa.

$$N = 5 \cdot \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{to}} \right)^{15} \quad (6.13)$$

Salienta-se que o modelo proposto é resultante de um baixo número de dados, sendo necessário para verificá-lo ou aprimorá-lo realizar um maior número de ensaios de vida de fadiga.

7. ANÁLISE CONJUNTA DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E MONITORAMENTO DE TRECHOS EXPERIMENTAIS

Neste Capítulo, são apresentadas análises para interpretação do desempenho dos pavimentos experimentais (TEP) com camadas de revestimento de solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal, à luz dos resultados de monitoramento expostos no Capítulo 4 da tese e dos resultados de laboratório analisados nos Capítulos 5 e 6. Foi realizada uma retroanálise das deflexões medidas ao longo dos monitoramentos dos TEP, empregando-se um software de análise de pavimento e os resultados foram comparados com os obtidos nos ensaios de módulo de resiliência e de fadiga. Também são apresentadas resumidamente neste Capítulo as características principais do programa computacional. À luz dos resultados da retroanálise, a vida de fadiga das camadas de solo modificado com cal foi estimada através de diferentes modelos de vida de fadiga, procurando verificar a validade dos mesmos e estabelecer fatores de conversão laboratório-campo.

7.1. O SOFTWARE DE ANÁLISE DE PAVIMENTO EMPREGADO

Atualmente há diversos programas computacionais disponíveis que permitem a resolução numérica das equações da Teoria da Elasticidade para sistemas de múltiplas camadas. Os materiais granulares e os solos modificados ou estabilizados não são elásticos perfeitos, embora para níveis baixos de carga uma grande parcela da deformação nestes tipos de materiais é recuperável (elástica) e a parcela menor é permanente (plástica).

As cargas de tráfego que solicitam os pavimentos podem ser consideradas baixas em função do nível de tensão e da velocidade de aplicação. Portanto, no caso de pavimentos flexíveis ou semi-rígidos, é razoável considerar que os materiais das camadas são elásticos, sendo admissível o uso de programas baseados na Teoria da Elasticidade aplicada a sistemas de múltiplas camadas.

Observa-se que os programas que empregam o Método de Elementos Finitos permitem a consideração de comportamentos não lineares.

Com a finalidade de avaliar em forma conjunta as deflexões medidas nos TEP monitorados na pesquisa e o comportamento resiliente e de vida de fadiga determinado no laboratório, foi utilizado o programa computacional EVERSTRESS.

O EVERSTRESS forma parte de um pacote de programas computacionais, desenvolvido pela *Washington State Department of Transportation* dos Estados Unidos (Washington State Department of Transportation, 2005) para a determinação de tensões, deformações e deflexões em um sistema semi-infinito de camadas elásticas sob cargas estáticas de superfície circular. O programa pode analisar a estrutura de pavimento contendo até cinco camadas, 20 cargas e 50 pontos de avaliação. O programa EVERSTRESS utiliza o modelo de pavimento elástico de múltiplas camadas e pode analisar estruturas de pavimento com concretos betuminosos usinados a quente (CBUQ) e materiais granulares de características de rigidez dependente da tensão.

A consideração de materiais granulares de características dependentes da tensão pode ser realizada ajustando o módulo da camada de forma iterativa usando as relações do módulo com o estado de tensões dadas pelos modelos 7.1 e 7.2.

$$Mr = K_1 \cdot \theta^{k_2} \text{ para materiais granulares} \quad (7.1)$$

$$Mr = K_3 \cdot \sigma_d^{k_4} \text{ para solos finos} \quad (7.2)$$

O módulo de resiliência, o coeficiente de Poisson e a espessura devem ser definidos para cada camada. Também, a magnitude da carga, pressão de contato ou raio da área da carga e a localização devem ser definidas para cada carga de roda considerada. Cada iteração do programa, quando são usadas camadas dependentes da tensão, inclui a análise do pavimento, o cálculo e comparação do módulo e o ajuste do módulo. Quando a diferença entre o módulo estimado e o módulo calculado é menor do que a tolerância admissível (que é uma das entradas requeridas) o programa define o conjunto de módulos resultantes como representativos. Caso contrário, o processo de iteração é repetido até que a diferença se torna menor do que a tolerância admissível ou a iteração atinge o máximo de iterações admissível (requerimento de entrada).

Valores de Mr de entrada e faixa de Mr são dados pelo Guia de Uso do programa computacional EVERSTRESS, como é mostrado na Tabela 7.1. Também, na falta de valores determinados, o Guia de Uso do programa computacional EVERSTRESS

recomenda adotar os coeficientes de Poisson (μ) para diferentes tipos de materiais dados na Tabela 7.2. É importante observar que os valores de M_r recomendado pelo EVERSTRESS são da mesma ordem dos resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial para o solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal, sendo mais uma confirmação da confiabilidade dos resultados obtidos e do funcionamento do equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído como parte da pesquisa.

Tabela 7.1. Valores de entrada e faixa de valores de módulo de resiliência recomendados pelo programa computacional EVERSTRESS

Material	RCS (MPa)	$M_{r_{inicial}}$ (MPa)	Faixa de M_r (MPa)
Base de Brita ou Pedregulho	---	35	10 - 150
Sub-Base de Brita ou Pedregulho	---	30	10 - 100
Base Arenosa	---	20	5 - 80
Sub-Base Arenosa	---	15	5 - 80
Solo Estabilizado com Cal	< 250	30	50 - 100
	250 - 500	50	15 - 150
	> 500	70	20 - 200
Solo Estabilizado com Cimento	< 750	400	100 - 1500
	750 - 1250	1000	200 - 3000
	> 1250	1500	300 - 4000

Tabela 7.2. Coeficientes de Poisson recomendados pelo programa computacional EVERSTRESS

Material	Tipo	μ
CBUQ	---	0,35
Concreto Portland	---	0,15 - 0,20
Base ou Sub-base	Estabilizada	0,25 - 0,35
	Não Estabilizada	0,35
Solo de subleito	Coesivo	0,45
	Não-Coesivo	0,35 - 0,40
Camada rígida	---	0,35 ou menor

O programa EVERSTRESS foi aplicado para retroanalisar dados de deflexão medidos nos monitoramentos, visando estimar módulos de resiliência in situ das camadas de revestimento de solo modificado com cal e do subleito e, posteriormente, calcular a tensão e a deformação de tração (τ_h e ϵ_h) na base da camada de revestimento de solo-cal

e a tensão de compressão (σ_v) no topo da camada de revestimento de solo-cal e do subleito.

Para a aplicação do programa computacional seria necessário o modelo de comportamento resiliente da camada de pedregulho, subjacente à camada de solo-cal. Entretanto, não foi possível determinar este modelo no laboratório já que o tamanho máximo de partículas do pedregulho é de 3/4" e o equipamento de ensaios de carga repetida na compressão triaxial construído para a pesquisa só permite avaliar materiais com tamanho máximo de partículas de 4,75 mm (100% passando pela peneira #4). Portanto, foi necessário estimar o Mr da camada de pedregulho com uso do EVERSTRESS, retroanalizando-se medidas de deflexão realizadas no pavimento tradicional adjacente ao TEP1.

A seguir, o Mr retroanalizado da camada de pedregulho foi utilizado como dado de entrada na análise computacional. Foi considerado que o Mr do pedregulho responde a um modelo de comportamento resiliente independente do estado de tensões, embora se saiba que o Mr deste tipo de materiais é dependente da soma das tensões principais (θ). O procedimento adotado para a retroanálise dos módulos do pavimento tradicional e do pavimento dos TEP é desenvolvido separadamente a seguir, apresentando-se igualmente os resultados obtidos.

7.2. RETROANÁLISE DOS PAVIMENTOS EXPERIMENTAIS

7.2.1. Retroanálise do Pavimento Tradicional

O pavimento tradicional na região de Cebollatí é composto de uma camada de revestimento de pedregulho com 10 cm de espessura e um subleito de solo silto-argiloso. No Capítulo 3, assinalou-se que por meio de furos de sondagem se constatou que a espessura real da camada de revestimento de pedregulho é de cerca de 7 cm. Como houve poucos poços de sondagem, preferiu-se adotar a espessura de pedregulho prevista no projeto, ou seja, 10 cm. Como o programa EVERSTRESS apresenta dificuldades para rodar com apenas duas camadas, foi considerada uma estrutura de 3 camadas como segue:

- Camada 1: Revestimento de pedregulho de 5 cm de espessura

- Camada 2: Revestimento de pedregulho de 5 cm de espessura
- Camada 3: Subleito de solo silto-argiloso

Considerou-se atrito pleno no contato entre camadas.

Na Tabela 7.3 são apresentados os valores de entrada de peso específico aparente seco (γ_d), os modelos de deformabilidade elástica de cada material e os coeficientes de Poisson (μ) adotados para cada material. Como já dito, considerou-se um modelo de deformabilidade independente do estado de tensões para o pedregulho das camadas de revestimento (isto é, M_r constante).

Tabela 7.3. Parâmetros de entrada dos materiais do pavimento tradicional

Material	Modelo	μ	k_1 (MPa)	k_2	γ_d (kN/m ³)
Pedregulho	Independente das tensões	0,40	---	---	20,0
Solo silto-argiloso	Dependente da tensão desvio	0,45	90,4	- 1,15	17,6

Os parâmetros resilientes do solo silto-argiloso (k_1 e k_2) foram determinados com os ensaios de carga repetida na compressão triaxial em corpos-de-prova compactados na energia modificada. O γ_d do material de pedregulho foi estimado e para o solo silto-argiloso do subleito se adotou o $\gamma_{dmáx}$ resultante do ensaio de compactação Proctor na energia modificada realizado na pesquisa.

O nível de carregamento e a pressão dos pneus adotados foram os correspondentes ao eixo padrão dos levantamentos defletométricos com uso Viga Benkelman. Isto é, um eixo traseiro simples com rodas duplas, que transmitem ao pavimento uma carga de 8,2 tf. Portanto, foram adotados os seguintes valores de entrada para o carregamento:

- Número de cargas: 2
- Carga de roda: 20500 N
- Pressão de pneus: 560 kPa
- Distância entre rodas: 30 cm

Para cada iteração de rodada do programa foi comparado o valor de deslocamento vertical no topo do pavimento ($z = 0$) calculado pelo programa entre as duas cargas com a deflexão medida no campo com Viga Benkelman, sendo este último o valor médio das leituras realizadas nos 4 monitoramentos no TEP1 (137×10^{-2} mm). Também foi comparado o valor de Mr do solo silto-argiloso calculado com o inicialmente estimado.

Com estes dados de entrada foram calculados o Mr do material da camada de revestimento de pedregulho e do solo do subleito e o deslocamento vertical na superfície do pavimento ($z = 0$).

- Mr do material da camada de revestimento de pedregulho: 375 MPa
- Mr do solo do subleito: 50 MPa
- Deslocamento vertical (deflexão) na superfície do pavimento ($z = 0$): 141×10^{-2} mm

Os valores de Mr calculados correspondem a um deslocamento vertical calculado na superfície do pavimento muito similar à deflexão média medida, sendo o erro relativo de 3%. Conhecido o valor de Mr calculado para o pedregulho houve condições de realizar a retroanálise para os pavimentos dos TEP.

7.2.2. Retroanálise dos Pavimentos dos Trechos Experimentais

Como já exposto, dois trechos experimentais foram construídos e monitorados durante o período de realização da pesquisa. O primeiro trecho experimental (TEP1) foi construído em abril de 2008 e o segundo (TEP2) em março de 2011. Foi realizada uma retroanálise com o programa EVERSTRESS para estimar os módulos médios das camadas dos trechos experimentais, sendo o procedimento empregado e os resultados apresentados e analisados a seguir.

7.2.2.1. Dados de Entrada

Os pavimentos dos TEP são compostos por uma camada de revestimento de solo modificado com cal com 15 cm de espessura de projeto, uma camada de pedregulho de 7 cm de espessura e subleito constituído por solo silto-argiloso. O TEP1 foi subdividido

em dois setores, segundo o teor de cal adicionado ao solo: 3% (TEP1_{S3C}) e 5% (TEP1_{S5C}).

Lembra-se que no Capítulo 4 concluiu-se que o desempenho observado com os monitoramentos de ambas as camadas de solo modificado com cal foi praticamente similar, sendo as diferenças nas deflexões medidas em cada um dos setores atribuídas ao grau de saturação do solo do subleito.

Com base nos resultados dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial, no Capítulo 5 concluiu-se que o comportamento quanto à deformabilidade elástica do solo modificado com cal não muda em função do teor de cal e do tempo de cura entre os 28 dias e os 90 dias. Assim sendo, a retroanálise do pavimento do TEP1 foi realizada como se este fosse único, sem diferenciar por setores.

Também, no Capítulo 4 foi dito que a espessura inicial das camadas de revestimento de solo-cal foi modificada durante as obras de lançamento das camadas delgadas de cobertura, executadas nos primeiros meses de 2012. Com furos realizados após estas obras de manutenção verificou-se que a espessura real das camadas de revestimento de solo-cal no TEP1 é atualmente de 12 cm. No TEP2 a espessura da camada de revestimento de solo-cal manteve-se nos 15 cm, mesmo após as obras de manutenção. Assim, as estruturas retroanalizadas foram similares, variando somente a espessura da camada de revestimento de solo-cal entre o TEP1 e o TEP2, como mostrado a seguir.

- Camada 1: Revestimento de solo modificado com cal de 12 cm de espessura no TEP1 e de 15 cm de espessura no TEP2
- Camada 2: Camada de pedregulho com 10 cm de espessura
- Camada 3: Subleito de solo silto-argiloso

Novamente, considerou-se atrito completo no contato entre camadas.

Para a camada de solo modificado com cal foi usado o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ resultante dos ensaios de compactação na energia modificada. Como os $\gamma_{dm\acute{a}x}$ determinados para as misturas de solo com 3% de cal e 5% de cal foram praticamente iguais, considerou-se um único valor médio de γ_d . Para o pedregulho e para o solo de subleito consideraram-se os mesmos valores de γ_d empregados na retroanálise do pavimento tradicional.

No Capítulo 5, demonstrou-se que o comportamento de deformabilidade elástica do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal é dependente da tensão desvio (σ_d), do mesmo modo que o solo do subleito. Este foi o modelo utilizado para rodar o programa EVERSTRESS. Lembra-se que no mesmo capítulo também foi constatado que o comportamento do M_r é independente do tempo de cura entre os 28 dias e os 90 dias, além de ser independente do teor de cal entre 3% e 5%. Portanto, na retroanálise dos dois trechos experimentais (TEP1 e TEP2) foram utilizados os parâmetros resilientes (k_1 e k_2) determinados nos ensaios laboratoriais.

Do mesmo modo do que na retroanálise realizada no pavimento tradicional, considerou-se que o módulo de resiliência do pedregulho independe do estado de tensões (M_r constante) e um modelo dependente da σ_d para o solo do subleito. A Tabela 7.4 resume os valores de entrada de peso específico aparente seco (γ_d) de cada camada, os modelos de deformabilidade elástica com os parâmetros resilientes e os coeficientes de Poisson (μ) adotados para cada material.

Tabela 7.4. Parâmetros de entrada dos materiais dos pavimentos dos trechos experimentais

Material	Modelo	μ	k_1 (MPa)	k_2	γ_d (kN/m ³)
Solo modificado com cal	Dependente da σ_d	0,30	253,78	- 0,63	17,3
Pedregulho	Independente das tensões	0,40	---	---	20,0
Solo silto-argiloso	Dependente da σ_d	0,45	90,4	- 1,15	17,6

O nível de carregamento e a pressão dos pneus adotados foram os correspondentes ao com carga padrão, já detalhados no item anterior

Para cada iteração de rodada de programa foi comparado o valor de deslocamento vertical no topo do pavimento ($z = 0$) calculado pelo programa entre as duas rodas com a deflexão medida com Viga Benkelman.

Para a retroanálise no TEP1 considerou-se a média das deflexões medidas nos 2 pontos de monitoramento aos 131 dias de construído (monitoramento de agosto de 2008) e para o TEP2 o valor médio das deflexões medidas nos 4 pontos de monitoramento aos 168 dias (monitoramento de agosto de 2011); valores respectivamente iguais a 66×10^{-2} mm

e 122×10^{-2} mm. Este procedimento foi adotado porque se considerou razoável comparar as deflexões de campo com deslocamentos elásticos calculados considerando os parâmetros k_1 e k_2 do modelo de comportamento elástico do solo modificado com cal após 90 dias de cura, que foi o máximo tempo de cura de corpos-de-prova submetidos a ensaios de carga repetida na compressão triaxial. Foram calculadas as tensões de tração (σ_t) e as deformações de tração horizontal (ϵ_h) na fibra inferior da camada de revestimento de solo modificado com cal; isto é, para $z = 11,999$ na retroanálise do TEP1 e $z = 14,999$ na retroanálise do TEP2. Do mesmo modo, calcularam-se as tensões de compressão vertical (σ_v) e deformação vertical (ϵ_v) no topo do subleito.

7.2.2.2. Análise de Resultados das Retroanálises

Os valores calculados de M_r das camadas de solo modificado com cal, de pedregulho, bem como do solo do subleito, assim como as tensões e deformações calculadas na fibra inferior da camada de revestimento de solo modificado com cal e no topo do subleito, nos pavimentos experimentais são apresentados na Tabela 7.5.

Tabela 7.5. Valores de módulo de resiliência retroanalizados, tensões e deformações calculadas para os dois trechos experimentais

Trecho	Camada	M_r (MPa)	σ_t (kPa)	ϵ_h ($\mu\epsilon$)	σ_v (kPa)	ϵ_v ($\mu\epsilon$)
TEP1	Solo-Cal	870	330	371	---	---
	Pedregulho	300	---	---	---	---
	Subleito	70	---	---	89	1050
TEP2	Solo-Cal	820	462	489	---	---
	Pedregulho	200	---	---	---	---
	Subleito	35	---	---	59	1425

Os valores de M_r estimados para a camada de revestimento de solo modificado com cal são semelhantes, com valor médio de 845 MPa, desvio padrão de 35,4 MPa e coeficiente de variação (CV) de 0,04. Estas diferenças de M_r podem ser atribuídas à heterogeneidade do solo e do solo modificado com cal e às diferenças no teor de umidade e grau de compactação da camada de solo-cal, entre outros fatores.

Os M_r estimados são maiores do que os determinados em corpos-de-prova compactados na energia modificada e com 90 dias de cura. Lembra-se que os resultados de laboratório indicaram que não há aumento significativo de rigidez para esse material entre os 28 dias e os 90 dias, não sendo de se esperar maiores aumentos de M_r após dos 90 dias.

Uma vez que as condições de cura de laboratório são mais favoráveis do que as de campo (temperatura e umidade mais estáveis, perda de umidade dos corpos-de-prova praticamente impedida) e que as camadas de solo modificado com cal nos pavimentos foram abertas ao tráfego imediatamente após construída, seria de esperar que o M_r da camada de solo modificado fosse menor ou pelo menos da ordem dos medidos no laboratório. Contudo, tal não foi constatado; sendo os módulos retroanalisados superiores aos determinados em laboratório.

As tensões de tração (σ_t) calculadas no fundo das camadas de solo modificado com cal são relativamente elevadas se comparadas com a RT; sendo as σ_t calculadas de 330 kPa no TEP1 e de 462 kPa no TEP2; enquanto que as RT calculadas a partir do modelo de RT em função do tempo de cura (modelo 3.6) são 351 kPa aos 131 dias (tempo de vida de serviço do pavimento quando foi realizada a medida de deflexão no TEP1) e 370 kPa aos 168 dias (correspondente ao tempo de vida de serviço no TEP2). Isto indicaria a possível ocorrência de ruptura de tração na fibra inferior das camadas de solo-cal, as que não foram observadas no topo da camada durante os monitoramentos bem como por não ter-se ainda refletidas ou porque poderia ter ocorrido a cicatrização autógena (*autogenous healing*) das fissuras.

O M_r calculado na camada de solo modificado com cal é levemente superior no TEP1 do que o calculado no TEP2. Por sua vez, a espessura da camada de solo modificado com cal no TEP1 é menor (12 cm) do que a do TEP2 (15 cm). Observa-se na Tabela 7.4 que a σ_t calculada na fibra inferior da camada de solo-cal do TEP1 é 28% menor do que a da camada de solo-cal do TEP2. Como a tensão de tração é fortemente governada pela relação entre o módulo da camada superior (solo modificado com cal) e o da camada inferior (pedregulho), e essa relação é bem maior no TEP2 do que no TEP1 (41 contra 29) é razoável que a σ_t seja menor neste último trecho experimental.

A diferença entre valores de σ_t na fibra inferior das camadas de solo-cal se reflete na deformação horizontal (ϵ_h) no mesmo plano de análise. A deformação de extensão (ϵ_h) calculada na fibra inferior da camada de solo modificado com cal no TEP1 é 24% menor do que a calculada no TEP2.

7.3. COMPARAÇÕES ENTRE RESPOSTAS ESTRUTURAIS ESTIMADAS A PARTIR DA RETROANÁLISE E DEDUZIDAS A PARTIR DE MODELOS OBTIDOS EM ENSAIOS LABORATORIAIS

Considerou-se oportuno comparar deformações calculadas com modelos de laboratório (6.3 e 6.5), com valores obtidos a partir dos módulos retroanalizados da Tabela 7.5.

Empregando o modelo 6.3, que relaciona a deformação inicial (ϵ_{ot}) com a tensão de tração (σ_t) para o solo modificado com 3% de cal aos 150 dias de cura, e considerando a tensão de tração atuante na fibra inferior da camada de solo modificado com 3% de cal (Tabela 7.5) do TEP1, a deformação de extensão (ϵ_h) seria aproximadamente 268 $\mu\epsilon$, valor inferior ao de 371 $\mu\epsilon$, calculado com os módulos obtidos por retroanálise.

Em parte, esta diferença pode ser explicada pelo fato de que a deflexão média empregada na retroanálise resultou de valores medidos após o pavimento do TEP1 ter suportado o tráfego de 131 dias (incluindo uma safra), quando já tinha ocorrido certo consumo de fadiga.

Análise semelhante não pode ser realizada para o TEP2 empregando o modelo (6.5), porque o mesmo foi obtido para tensões de tração (normalizadas pela pressão atmosférica) até 329 kPa (ou $\sigma_t/p_a \cong 3,3$), valor inferior ao de 462 kPa, calculado empregando-se os módulos obtidos por retroanálise.

Na Tabela 7.5 se pode observar que a tensão vertical (σ_v) calculada no topo do subleito para o TEP1 é maior do que a calculada no mesmo nível de pavimento do TEP2.

Uma vez que os módulos das camadas de solo modificado com cal nos dois pavimentos experimentais são praticamente iguais, o menor valor calculado de σ_v no topo do subleito do TEP2 só pode ser explicado pelas diferentes espessuras das camadas de revestimento. A variação da espessura da camada de revestimento de solo-cal de 12 cm

(TEP1) para 15 cm (TEP2), que significa uma variação relativa de espessura de 25%, reduz a σ_v no topo do subleito de 89 kPa (TEP1) para 59 kPa (TEP2), ou seja uma redução de 34%.

O resultado pode ser verificado analisando os M_r calculados para a camada de revestimento de pedregulho, observando-se na Tabela 7.5 que foi menor o valor calculado para o TEP2 do que o calculado no TEP1. Embora para a retroanálise tenha-se considerado que o módulo do pedregulho seja independente do estado de tensões, é sabido que o M_r de materiais granulares é função da tensão de confinamento (σ_3) e da soma das tensões principais (θ).

Os valores de M_r retroanalisados do pedregulho são coerentes com um modelo de comportamento elástico não-linear, sendo menor o M_r calculado no TEP2, onde é maior a espessura da camada de revestimento de solo-cal sobrejacente (e, por isso, menores as tensões no plano médio da camada de pedregulho).

7.4. ANÁLISES DOS FATORES QUE AFETAM A VIDA ÚTIL DOS PAVIMENTOS COM REVESTIMENTO EM SOLO MODIFICADO COM CAL

Percebe-se que, em concordância com teorias clássicas (como a de Boussinesq), a espessura da camada de revestimento de solo modificado com cal é de fundamental importância para reduzir os níveis de σ_v e, conseqüentemente, os valores de deformação permanente no topo do subleito e a taxa de crescimento dos afundamentos nas trilhas de roda.

Com relação à importância do teor de cal a ser adicionado ao solo, como exposto no Capítulo 4, foram utilizados 3 teores diferentes (3%, 4% e 5%) na construção das camadas de revestimento dos trechos experimentais. Entretanto, as avaliações realizadas ao longo dos períodos de monitoramentos e os resultados da retroanálise das deflexões permitem concluir que os diferentes teores de cal também não afetaram, até o momento, o desempenho geral do pavimento. Igualmente pode-se concluir que solos sedimentares, semelhantes aos estudados, os métodos de dosagem expeditos, como o método do pH (Eades e Grim, 1966) e o de Thompson (1966), permitem a determinação de teores de

cal ótimos e confiáveis para os fins propostos; não sendo necessário introduzir fatores de segurança para os teores de cal assim determinados.

7.4.1. Análise do Mecanismo de Degradação do Subleito

A camada de revestimento de solo modificado com cal, contribui para o aumento da vida de serviço da estrada, devido à redução da taxa de acúmulo de deformações permanentes no topo do subleito, sendo o dimensionamento de sua espessura de fundamental importância para melhorar o desempenho do pavimento.

O mecanismo de degradação predominante para o solo do subleito é o acúmulo de deformações permanentes, que causam afundamento nas trilhas de roda na superfície, sendo a vida do pavimento definida por um critério de deformação acumulada máxima admissível. Para um número de repetições de carga de eixo padrão (ESAL) de projeto (N) e considerando o M_r do solo do subleito, é possível estimar a tensão vertical admissível (σ_{vadm}) no topo do subleito de um pavimento por meio do modelo 7.3.

$$\sigma_{vadm} = \frac{0,006 \cdot M_r}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (7.3)$$

No Capítulo 3 estimou-se um volume de tráfego equivalente a 26000 ESAL por ano solicitando o TEP1. Substituindo no modelo 7.3 os valores calculados de M_r (expresso em kPa) do solo e de σ_v no topo do subleito (Tabela 7.5), pode-se estimar um N admissível de 205590 ESAL, o que significa, para o TEP1, uma vida de serviço de 8 anos.

A experiência mostra que após cada safra de arroz a condição da estrada com pavimento tradicional, isto é, revestimento de pedregulho de 10 cm de espessura sobre o subleito, é ruim. Considerando-se como mecanismo de degradação o acúmulo de deformações permanentes, o aumento da vida útil do pavimento do TEP1 é muito significativo, especialmente considerando que se trata de uma estrada de baixo volume de tráfego (EBV).

Presentemente, após 5 anos de serviço, não são observados afundamentos nas trilhas de roda significativos no TEP1. O comportamento observado valida a estimativa de vida de serviço estimada por meio do modelo 7.3, embora seja necessário continuar o

monitoramento dos trechos experimentais para calibrar os modelos empregados e dar maior respaldo às análises apresentadas e suas conclusões.

7.4.2. Análise dos Mecanismos de Degradação das Camadas de Solo-Cal

Segundo De Beer (1990), os materiais cimentados podem apresentar dois mecanismos de degradação: fadiga (*cracking*) e esmagamento (*crushing*). Considera-se oportuno apresentar-se estes dois modos de ruptura para as camadas de revestimento de solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal, à luz da experiência.

7.4.2.1. Esmagamento de Camadas Cimentadas

O parâmetro crítico que controla o esmagamento de materiais cimentados é a tensão de compressão vertical (σ_v) no topo da camada cimentada (Theyse et al., 1996). O Método de Dimensionamento Mecânico de Pavimentos da República da África do Sul (SAMDM) propõe modelos ou funções de transferência para duas condições de esmagamento: início de esmagamento (N_{ci}), correspondente à deformação de aproximadamente 2 mm no topo da camada, e esmagamento avançado (N_{ca}) com deformação de 10 mm e extenso dano do material cimentado.

Seguindo o critério da SAMDM (Theyse e Muthen, 2000), expresso na Tabela 2.3, pode-se considerar que os trechos experimentais são de Categoria D (estradas rurais fracamente movimentadas). Para esta categoria de estrada o SAMDM propõe as seguintes funções de transferência para esmagamento inicial e esmagamento avançado:

$$N_{ci} = 10^{8,516 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,21RCS}\right)} \quad (7.4)$$

$$N_{ca} = 10^{8,894 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,31RCS}\right)} \quad (7.5)$$

Assume-se, simplificadamente, que a tensão vertical (σ_v) no topo da camada de revestimento de solo-cal seja praticamente igual à pressão dos pneus do caminhão (560 kPa). Para a análise de vida antes do esmagamento são consideradas as resistências à compressão simples (RCS) do solo de Cebollatí modificado com cal, aos 28 dias e 90 dias de cura. Seguindo a relação de RCS em função do tempo de cura determinada a

partir de resultados de ensaios de laboratório (modelo 3.5), a RCS do solo modificado com cal aos 28 dias é de 900 kPa e aos 90 dias é de 1400 kPa. Com estes dados resultam os seguintes valores de N para ocorrência dos esmagamentos inicial e avançado, em ambos os trechos experimentais, para cada tempo de cura.

Para 28 dias de cura:

$$N_{ci} = 13702 \text{ ESAL}$$

$$N_{ca} = 46724 \text{ ESAL}$$

Para 90 dias de cura:

$$N_{ci} = 5 \times 10^5 \text{ ESAL}$$

$$N_{ca} = 1,5 \times 10^6 \text{ ESAL}$$

Se for considerada a RCS aos 28 dias, levando em conta os volumes anuais de tráfego estimados para o TEP1 e o TEP2 (26000 ESAL e 10000 ESAL, respectivamente), teria ocorrido esmagamento avançado durante o segundo ano de serviço do TEP1 e o mesmo ocorreria no quinto ano de serviço do TEP2.

Contudo, como ao longo do período de tráfego a cura do solo modificado com cal prossegue, não há sentido em considerar-se os valores correspondentes a apenas 28 dias. Se for considerada a RCS aos 90 dias o esmagamento inicial aconteceria apenas após 19 anos de serviço no TEP1 e após 50 anos no TEP2.

Pelo exposto, é coerente concluir que as camadas de revestimento de solo modificado com cal dos pavimentos experimentais não sofrerão esmagamento durante décadas.

7.4.2.2. *Fadiga de Camadas Cimentadas*

O parâmetro crítico que controla a vida de fadiga para materiais cimentados é a deformação de tração máxima (ϵ_t) na fibra inferior da camada cimentada (Theyse et al., 1996). Funções de transferência são fornecidas para estimar a vida de fadiga. O SAMDM apresenta funções de transferência de vida de fadiga (N_{ef}) para diferentes níveis de serviço de materiais cimentados como função da deformação de tração (ϵ) e a deformação na ruptura (ϵ_b) (Theyse e Muthen, 2000). Para estrada categoria D a função de transferência tem a forma do modelo 7.6.

$$N = 10^{7,06 \left(1 - \frac{\epsilon}{7,86\epsilon_b} \right)} \quad (7.6)$$

Em caso de não ter valores de deformação na ruptura (ϵ_b) o SAMDM recomenda o uso de valores de *default* (Tabela 2.4). Assim, pode-se adotar para ϵ_b o valor de 145 $\mu\epsilon$, que é o correspondente ao material de menor RCS (pedregulho cimentado).

As funções de transferência de fadiga efetiva de materiais cimentados do SAMDM não permitem a análise para diferentes espessuras de camada, sendo necessário introduzir um fator de conversão laboratório-campo (SF). Valores de SF como função da espessura da camada cimentada são dados pelo SAMDM (Theyse et al., 1996), e foram apresentados na Figura 2.8. Com uso das expressões dadas na Figura 2.8 podem ser estimados os valores de SF, dando os seguintes resultados:

Para TEP1 (camada de 120 mm de espessura): SF = 1,12

Para TEP2 (camada de 150 mm de espessura): SF = 1,36

Com estes valores estimados segundo o SAMDM e considerando as deformações de tração (ϵ_h) na fibra inferior da camada de solo-cal obtidos com os módulos retroanalizados, para cada trecho experimental (Tabela 7.5), as vidas de fadiga (N) resultantes da aplicação do modelo 7.6 são as seguintes:

Para o TEP1: $N = 6,47 \times 10^4$ ESAL

Para o TEP2: $N = 1,46 \times 10^4$ ESAL

A Austroads Pavement Design Guide (AUSTROADS, 2004), deduziu a relação de vida de fadiga dada pelo modelo 7.7.

$$N = RF \left[\frac{\left(\frac{113000}{E^{0,804}} \right) + 191}{\mu\epsilon} \right]^{12} \quad (7.7)$$

onde:

$\mu\epsilon$: Deformação de tração (microstrain)

E: Módulo do material cimentado (MPa)

RF: Fator de confiabilidade para fadiga do material cimentado

A Austroads recomenda o uso dos valores de fator de confiabilidade (RF) para fadiga de materiais cimentados dados pela Tabela 2.8, sendo que para um nível de confiabilidade de dimensionamento de 80% o RF é de 4,7.

Além disso, para o cálculo da vida de fadiga é necessário considerar um fator de conversão laboratório-campo (SF) que para a formulação da Austroads é equivalente à espessura (em cm) da camada analisada. Para o caso concreto os SF seriam de 12 e 15 para o TEP1 e o TEP2 respectivamente.

Considerando os módulos de resiliência (M_r) e as deformações de tração (ϵ_h) na fibra inferior das camadas de solo-cal, obtidas com uso do retroanálise (Tabela 7.5), a aplicação do modelo 7.7 conduz às seguintes vidas de fadiga (N) para cada trecho experimental:

Para o TEP1: $N = 8,17 \times 10^4$ ESAL

Para o TEP2: $N = 5,62 \times 10^3$ ESAL

Os resultados de fadiga obtidos com uso dos modelos 7.6 e 7.7 são resumidos na Tabela 7.6 para melhor análise. A vida de fadiga calculada pelo modelo 7.7 é 1,3 vezes superior à calculada segundo o modelo 7.6, no caso do TEP1, no entanto, a vida de fadiga calculada pelo modelo 7.6 é 2,6 vezes superior à calculada segundo o modelo 7.7 no caso do TEP2. Estes valores são usados como referência para a análise de vida de fadiga da camada de solo-cal pesquisada, à luz dos resultados da retroanálise.

Tabela 7.6. Vida de fadiga calculada com uso das funções de transferência dadas pelo SAMDM e pela Austroads

Função de Transferência	Vida de Fadiga (ciclos)	
	TEP1	TEP2
Modelo 7.6	$6,47 \times 10^4$	$1,46 \times 10^4$
Modelo 7.7	$8,17 \times 10^4$	$5,62 \times 10^3$

Levando em conta o volume anual de tráfego estimado para o TEP1 (26000 ESAL), a vida de fadiga teria sido atingida durante o terceiro ano de serviço, quando usado o valor de N calculado pelo modelo 7.6 e no quarto ano de serviço, quando usado o modelo 7.7.

Levando em conta o volume anual de tráfego estimado para o TEP2 (10000 ESAL), a vida de fadiga teria sido atingida durante o segundo ano de serviço, quando usado o valor de N calculado pelo modelo 7.6 e no primeiro ano de serviço, quando usado o modelo 7.7.

No entanto, os trechos experimentais não mostram trincamento na superfície das camadas de revestimento de solo-cal, ainda que o TEP1 tenha 5 anos de serviço e o TEP2 esteja no terceiro ano de serviço. Se eventualmente surgiram trincas na fibra inferior das camadas de solo-cal, estas ainda não alcançaram a superfície, mas esta hipótese não pode ser confirmada nem rejeitada. Pelo menos, pode-se dizer que o tempo de experiência transcorrido é insuficiente para poder observar o desenvolvimento completo de trincas de reflexão na superfície.

O que se pode afirmar é que o tempo de monitoramento foi insuficiente para que se pudesse observar o surgimento de trincas na superfície. Acrescenta-se que o solo modificado com cal pesquisado não se comporta como um material cimentado, sendo o desenvolvimento de trincas mais lento do que as funções de transferência predizem.

Para analisar mais profundamente o fenômeno da fadiga em camadas de pavimento fracamente cimentadas, Gray et al. (2011) desenvolveram um gráfico baseado no modelo 7.7 da *Austroads Pavement Design Guide*, na qual a deformação de tração na fibra inferior da camada cimentada é expressa em função do módulo da mesma para valores de N entre 10^4 ESAL e 10^6 ESAL.

Os autores compararam aquele gráfico com outro resultante da análise das deflexões medidas com FWD e ajustaram as curvas de desempenho do modelo da Austroads para o décimo percentil superior de dados de tensão-deformação, obtidos de locais onde se sabia que tinha ocorrido a ruptura, ajustando o fator de conversão laboratório-campo (SF) para reproduzir o melhor desempenho. A Figura 7.1 foi obtida por Gray et al. (2011) para um SF de 15, considerando um limitado número de dados disponíveis até a época na Nova Zelândia.

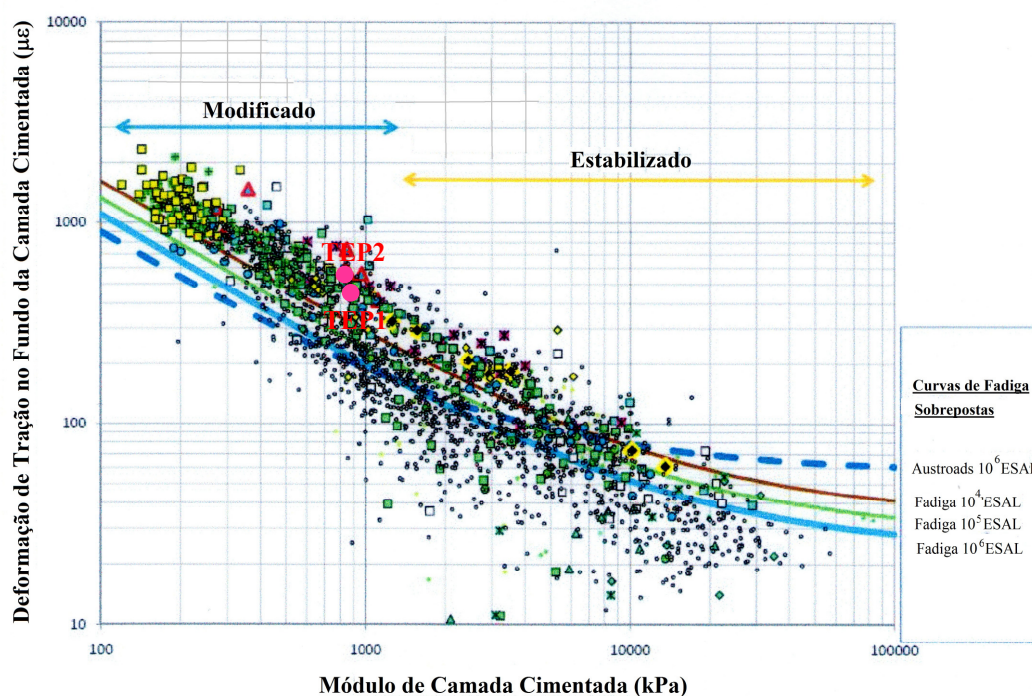


Figura 7.1. Quantificação de vida de fadiga de material cimentado
(Fonte: Gray et al., 2011)

Considerando na Figura 7.1 os valores de M_r em função da deformação de extensão (ϵ_t) na fibra inferior das camadas de solo modificado com cal calculados para o TEP1 e o TEP2 (Tabela 7.5), pode-se observar que ambos os pontos estão dentro da faixa correspondente ao “material modificado”.

Do mesmo modo do que quando se utilizou o critério proposto pela Austroads (Jameson, 2013) e quando foi analisado o comportamento sob cargas repetidas na compressão triaxial, mais uma vez, agora em função do critério proposto por Gray et al. (2011), conclui-se que o solo silto-argiloso de Cebollatí quando tratado com 3% a 5% de cal produz um material modificado. Portanto, é de esperar que a vida de pavimentos construídos com camadas de revestimento desse solo modificado com cal seja determinada predominantemente pelas deformações permanentes do solo do subleito ou do próprio material modificado mais do que pela fadiga do mesmo.

Contudo, Jameson (2013) salienta que o fato do solo silto-argiloso tratado com cal apresentar comportamento de material modificado, não significa que não possa desenvolver trincas de fadiga. À luz da comparação entre resultados obtidos através da aplicação das funções de transferência e o desempenho dos trechos experimentais, pode-

se dizer que o desenvolvimento de trincas de fadiga é mais lento em materiais modificados do que em materiais cimentados para permitir sua aplicação na previsão de vida de fadiga de materiais modificados, particularmente com cal. Isto implica necessariamente a continuidade do monitoramento dos trechos experimentais e o desenvolvimento de outras pesquisas que envolvam materiais modificados.

O desenvolvimento de trincas em materiais modificados com cal pode ocorrer em idades precoces. As reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo são prolongadas no tempo, podendo desenvolver-se durante anos. Os produtos cimentantes que resultam das reações pozolânicas podem ter a capacidade de selar as trincas incipientes, recuperando a resistência e a rigidez da camada. Esta é uma característica típica da modificação de solos com cal conhecida como cicatrização autógena (“*autogenous healing*” segundo Thompson e Dempsey, 1969).

Jameson (2013) afirma que para pavimentos que são abertos ao tráfego imediatamente após a construção, as fissuras geradas pelo carregamento podem reduzir o risco de abertura de grandes trincas de fadiga, que podem ocorrer em materiais cimentados. Tal situação aconteceu em ambos os trechos experimentais, que foram, não apenas, liberados ao tráfego imediatamente após a construção, mas durante a safra de arroz, quando o volume de tráfego é o mais intenso do ano. Apesar disso, os trechos experimentais apresentaram bom desempenho durante e depois das respectivas safras nas quais foram construídos. A análise baseada nos conceitos emitidos por Jameson (2013), aplicada ao solo modificado com cal, é mais uma razão o bom desempenho das camadas de solo modificado com cal analisadas nesta pesquisa.

Na Tabela 7.5 se pode observar que as camadas de revestimento de solo modificado com cal são mais rígidas do que a camada de revestimento de pedregulho do pavimento tradicional. De fato, o valor médio de M_r das camadas de solo-cal é 2,25 vezes maior do que o M_r da camada de pedregulho. A construção da camada de revestimento de solo modificado com cal, acima do pavimento existente aumenta a dissipação de tensões na massa do pavimento, reduzindo o nível de tensão de compressão vertical no topo do subleito. Como a deformabilidade dos solos finos coesivos sob carga de tráfego é

função da tensão vertical, menor tensão vertical resulta em menor deformação permanente, adiando o desenvolvimento de afundamentos de trilhas de roda.

Portanto, após 5 anos de experiência com os trechos com camadas de revestimento de solo modificado com 3% a 5% de cal, pode-se concluir que seu desempenho é plenamente satisfatório, pois se mostrou capaz de suportar o tráfego atuante sem desenvolver afundamentos excessivo nas trilhas de roda, trincas de fadiga ou esmagamento, apresentando desempenho muito superior aos de pavimentos tradicionalmente construídos na região arrozeira do leste do Uruguai.

A construção de camadas de revestimento com uso de solo local em substituição ao material pedregulho tradicionalmente utilizado é mais econômica, particularmente devido à redução dos custos de transporte deste último material. A maior rigidez do solo modificado com cal reduz o nível de tensões que chega até o subleito e, portanto a deformação deste, adiando o surgimento de afundamentos nas trilhas de rodas, o que é fator de redução de custos de manutenção.

Os pavimentos dos trechos experimentais mostraram uma vida de serviço mais prolongada do que têm mostrado os pavimentos tradicionais. A construção deste tipo de pavimentos permite uma redução de custos anuais de reabilitação, comparado com os investimentos que devem ser realizados anualmente na região de estudo, para reabilitar a malha rodoviária após cada safra de arroz.

A construção de pavimentos com camadas de revestimento de solo local modificado com 3% a 5% de cal é uma boa alternativa frente aos pavimentos tradicionalmente construídos na região leste de Uruguai, capaz de suportar adequadamente o crescente volume de tráfego de caminhões carregados, resultante do aumento da produção de arroz e, mais recentemente, da soja; com reflexos socioeconômicos. Igualmente contribuirá para a preservação do meio ambiente, por reduzir a exploração de jazidas de recursos não-renováveis, como são os pedregulhos.

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Neste Capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa de doutorado e as perspectivas de continuidade.

8.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A pesquisa relatada nesta tese foi realizada com o objetivo de analisar o desempenho de um solo modificado com cal como camada de revestimento primário de pavimentos de baixo volume de tráfego, mediante uma abordagem mecanístico-empírica. Procurou-se estabelecer alternativas de pavimentos capazes de suportar o crescente volume de tráfego observado na região leste de Uruguai, com aumento da vida útil e racionalização de custos de construção e manutenção.

Foi considerado um solo silto-argiloso local da zona de Cebollatí, leste do Uruguai, modificado com cal, visando reduzir custos de transporte de pedregulho, material tradicionalmente usado na região, transportado por uma distância média de 80 km.

A análise mecanístico-empírica de desempenho estrutural do solo de Cebollatí modificado com cal foi desenvolvida mediante estudos de laboratório e campo.

No laboratório foi realizada uma pesquisa de comportamento mecânico, em quanto a deformações elásticas (resilientes) e vida de fadiga do solo modificado com cal. No campo, foram construídos e monitorados dois trechos experimentais de pavimento em verdadeira grandeza, próximos à localidade de Cebollatí, com camadas de revestimento primário de solo modificado com cal. As principais conclusões da pesquisa são apresentadas a seguir.

8.2. CONCLUSÕES

A conclusão principal da pesquisa é que os estudos laboratoriais e o acompanhamento de desempenho de pavimentos experimentais mostram que a construção de camadas de revestimento primário de material de solo sedimentar da região arrozeira de Cebollatí, leste do Uruguai, modificado com teores de cal de 3% a 5%, é uma solução vantajosa

dos pontos de vista técnico, social, econômico e ambiental. Tal solução proporciona aos pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego, mesmo se construídos sobre subleitos de comportamento mecânico regular, capacidade estrutural suficiente para suportarem o tráfego de vários anos, sem custosas e reiteradas atividades de manutenção e restauração.

8.2.1. Conclusões Relacionadas aos Objetivos Específicos da Pesquisa

Os resultados de ensaios de resistência mecânica permitem concluir que:

- O tratamento do solo silto-argiloso com 3% a 5% de cal produz aumentos significativos de resistência à compressão simples (RCS), com relação ao solo natural. O aumento de RCS é dependente do tempo e continua enquanto houver íons de cálcio e sílica e alumina dos argilo-minerais do solo disponíveis para reagir na presença de água e formar produtos cimentantes. Uma vez que o aumento de RCS para o solo analisado tenha se mostrado independente do teor de cal na faixa pesquisada, foi possível estabelecer uma relação semi-logarítmica única de RCS em função do tempo de cura para teores de cal entre 3% e 5%.
- Seguindo o critério da *Austroroads Guide to Pavement Technology* (Jameson, 2013), segundo a qual um material é classificado como modificado quando a RCS aos 28 dias varia de 0,7 a 1,0 MPa, o solo silto-argiloso de Cebollatí tratado com teores de cal entre 3% a 5% pode ser considerado um material modificado ao invés de estabilizado, já que sua RCS aos 28 dias é de 0,9 MPa.
- O solo silto-argiloso modificado com 3% a 5% de cal apresenta resistência à tração por compressão diametral (RT). Isto é indicativo de ocorrência de reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal hidratada e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo, formando um material com certo grau de cimentação, apesar de ser, por definição, um material modificado. O aumento de RT é dependente do tempo e continuo enquanto houver cálcio e sílica ou alumina disponíveis para reagir na presença de água e formar produtos cimentantes. Para os materiais pesquisados, o aumento de RT é independente do teor de cal, sendo possível estabelecer uma relação semi-logarítmica única de RT em função do tempo de cura para teores de cal entre 3% e 5%.

A experiência acumulada com a construção e monitoramento dos pavimentos experimentais em verdadeira grandeza permitem concluir que:

- Os trechos experimentais com camadas de revestimento primário de solo modificado com cal apresentaram desempenho satisfatório ao serem submetidos a solicitações do tráfego e do clima após tempos de serviço de 2 a 5 anos. Apesar das limitações técnicas de equipamento para construção das camadas de solo modificado com cal, dos trechos terem sido liberados imediatamente após construídos e na época do ano com maior volume de tráfego e das más condições de drenagem da região, as camadas de revestimento primário de solo modificado com cal não apresentam deformações localizadas nem afundamentos nas trilhas de roda significativos, assim como trincas de fadiga ou esmagamento.
- A eficácia da construção das camadas de solo-cal depende, mas do que do método e equipamento utilizado, do controle do teor de umidade de compactação e do tempo transcorrido entre o acréscimo da água e a compactação. A compactação de solo argilo-siltoso modificado com cal é mais eficiente com uso de rolo pé-de-carneiro.
- O controle do atrito pneu-pavimento é de fundamental importância para a segurança dos usuários das rodovias. Devido à formação de uma superfície lisa no topo da camada de solo-cal, em tempo úmido, torna-se necessário o lançamento e compactação de uma camada delgada de pedregulho, logo após a construção da camada de revestimento primário. Obtém-se, assim, uma camada delgada superficial de solo-cal-pedregulho, que além de proporcionar maior atrito, contribui para a redução da emissão de pó, em épocas de tempo seco.
- Imediatamente após a construção do primeiro pavimento experimental, as deflexões medidas com Viga Benkelman no topo da camada de solo modificado com cal foram maiores do que as deflexões no topo da camada de revestimento em pedregulho do pavimento tradicional, indicando que somente após o desenvolvimento de reações pozolânicas as camadas de solo modificado tornam-se mais rígidas que o material granular. Nos monitoramentos seguintes houve uma redução nas deflexões no topo das camadas de solo-cal, tornando-se inferiores às medidas na camada de pedregulho, evidenciando a ocorrência de reações pozolânicas. Posteriormente, as deflexões no topo

das camadas de solo-cal estabilizaram, o que parece indicar que as reações pozolânicas cessaram.

- As deflexões no topo das camadas de revestimento primário de solo modificado com cal do primeiro trecho experimental mostraram ser independentes do teor de cal, sendo as diferenças dos valores medidos nos dois setores (com 3% e 5% de cal) devidas às condições de saturação do subleito. As respostas estruturais (deflexões) e o desempenho dos pavimentos com revestimento primário de solo modificado com cal parece depender mais da capacidade suporte do subleito do que da camada de solo modificado com cal.

O primeiro equipamento para ensaios de carga repetida na compressão triaxial do Uruguai foi projetado, construído e posto em operação para alcançar-se parte dos objetivos da pesquisa. Os primeiros ensaios foram realizados em corpos-de-prova do solo silto-argiloso do subleito dos pavimentos pesquisados e de misturas de solo com diferentes teores de cal, tempo de cura e compactados nas energias modificada e normal do ensaio de Proctor. Os resultados dos ensaios observados permitem concluir que o equipamento construído na *Sección Geotécnica* da UdelaR funciona adequadamente com um elevado nível de confiabilidade, sendo um aporte considerável nos campos da prática profissional e da pesquisa em Pavimentação, no Uruguai.

Com relação aos resultados laboratoriais de ensaios de módulo de resiliência do solo modificado com cal se pode concluir:

- O comportamento quanto a deformações elásticas do solo modificado com cal, expresso pelo módulo de resiliência, é dependente da tensão desvio; sendo o módulo de resiliência uma função potencial (com expoente de sinal negativo) da tensão desvio normalizada pela pressão atmosférica. O comportamento do módulo de resiliência é similar ao do solo silto-argiloso do subleito, que por sua vez é o característico de solos finos coesivos. O comportamento a deformações elásticas do solo-cal corresponde ao de materiais definidos pela *Austroads* como “modificados” com cal, os quais se comportam de modo similar a solos.

- Embora, o módulo de resiliência do solo silto-argiloso de Cebollatí modificado com cal supere o do solo natural, o ganho de rigidez decorrente da modificação do solo é de menor magnitude do que aquele que corresponderia a solo estabilizado com cal. Consta-se que na modificação também ocorrem reações pozolânicas entre os íons cálcio da cal e a sílica e alumina dos argilo-minerais do solo.
- O módulo de resiliência do solo silto-argiloso modificado com cal não mostrou variação significativa para teores de cal entre 3% e 7%. Igualmente não variou significativamente ao considerar-se tempos de cura entre os 28 dias e os 90 dias, sendo, entretanto, dependente da energia de compactação. Os resultados permitiram estabelecer um modelo de comportamento resiliente em função da tensão desvio normalizada para o solo modificado com cal, sendo o módulo independente do teor de cal e tempo de cura, para cada energia de compactação.

Do estudo laboratorial de fadiga com ensaios de carga repetida de tração na compressão diametral pode-se concluir que:

- O módulo de resiliência à tração por compressão diametral do solo modificado com cal estudado é dependente da tensão desvio normalizada pela pressão atmosférica. O comportamento do módulo de resiliência na compressão diametral é similar ao observado nos ensaios de carga repetida na compressão triaxial.
- O módulo de resiliência na compressão diametral do solo modificado aumenta com o teor de cal. Enquanto as deformações recuperáveis não variam significativamente com o teor de cal nos ensaios na compressão triaxial, mudam, sim, em função do teor de cal nos ensaios na compressão diametral. Isto implica mudança no coeficiente de Poisson. Os modelos de distribuição de tensões no pavimento assumem que o coeficiente de Poisson é constante para os materiais. Os resultados obtidos nesta tese sugerem que esta premissa não seria verdadeira e chamam a atenção para a importância de procurar métodos simples para determinar valores de coeficiente de Poisson.
- Todos os corpos-de-prova de misturas de solo modificado com cal ensaiados à fadiga na compressão diametral apresentaram ruptura frágil, quando a vida de fadiga foi

inferior a 10^6 ciclos. Portanto, verifica-se que os materiais modificados podem ser susceptíveis a trincamento de fadiga.

- A vida de fadiga do solo silto-argiloso modificado com cal pode ser modelado como uma função inversamente proporcional da deformação de extensão (tração) inicial no ensaio de carga repetida de tração na compressão diametral, sendo muito sensível à variação da deformação de extensão inicial. Pequenas variações na deformação de tração inicial nos ensaios na compressão diametral causaram grandes variações na vida de fadiga, de modo similar às observações realizadas por outros pesquisadores para materiais cimentados. A vida de fadiga diminui exponencialmente com o aumento da deformação de extensão inicial, sendo que o expoente médio obtido para as misturas pesquisadas de solo silto-argiloso modificadas com cal é de ordem 19.
- A vida de fadiga do solo modificado com cal pode ser melhor modelada em função do quociente entre a deformação de tração inicial e a deformação de tração na ruptura. Os modelos de fadiga que incluem este quociente de deformações são melhores do que aqueles que só incluem a deformação de tração inicial. A vida de fadiga das misturas de solo modificado com cal assim modelada é também fortemente dependente do quociente entre a deformação de tração inicial e a deformação de tração na ruptura, com um expoente médio de 14ª ordem.
- Do ponto de vista prático, é recomendável utilizar para o dimensionamento de pavimentos com camadas de solos modificados modelos baseados em ensaios de fadiga com o menor tempo de cura, já que os ensaios na compressão diametral são prolongados. É possível admitir que modelos de vida de fadiga para materiais modificados com cal e ensaiados com 28 dias de cura são suficientemente conservadores para serem utilizados no dimensionamento de pavimentos.

Da análise conjunta dos resultados de ensaios de laboratório e do monitoramento de trechos experimentais é possível apresentar as seguintes conclusões:

- Os módulos de resiliência estimados por retroanálise para as camadas de revestimento primário de solo modificado com 3% a 5% de cal são similares, sendo as pequenas diferenças devidas à heterogeneidade do solo e do solo modificado com cal, às

diferenças no teor de umidade e grau de compactação da camada de solo-cal, entre outros fatores. A heterogeneidade no teor de cal nas misturas de solo-cal sensivelmente parece não afetar sua rigidez de forma significativa.

- A construção de camadas de revestimento primário de solo modificado com cal sobre a estrutura de pavimento existente contribui para a redução das tensões verticais de compressão no topo do subleito. Como a deformabilidade dos solos do subleito é proporcional à tensão vertical de compressão, a redução desta resulta em menor deformação permanente e no desenvolvimento mais demorado de afundamentos nas trilhas de roda na superfície do pavimento, com aumento da vida de serviço.
- As camadas de solo modificado com cal pesquisadas não apresentaram trincamento de fadiga nem esmagamento mesmo após 5 anos de serviço, embora essas degradações tenham sido previstas por modelos de fadiga e esmagamento desenvolvidos para materiais estabilizados. As camadas do solo modificado com cal pesquisado se comportam como um material modificado, não sendo a fadiga e o esmagamento os mecanismos de degradação predominantes nesses tipos de pavimentos.
- Isto não significa que as camadas de solo modificado não possam desenvolver trincas de fadiga, e sim que o fenômeno da fadiga não é nas camadas de solos modificados tão crítico quanto em camadas de solo estabilizado.
- As possíveis micro-trincas formadas em idades precoces em solos modificados podem ser seladas pelas reações pozolânicas, dependentes do tempo, sendo este fenômeno conhecido como cicatrização autógena (*“autogenous healing”*). Além disso, quando os pavimentos são abertos ao tráfego imediatamente após a construção, como aconteceu com os trechos experimentais da pesquisa, as fissuras induzidas pelo carregamento podem reduzir os riscos de surgimento posterior de trincas de fadiga, em materiais modificados.

Após 5 anos de monitoramento e de desenvolvimento da pesquisa relatada nesta tese, pode-se concluir que os pavimentos com camadas de revestimento de solo local modificado com 3% a 5% de cal constituem uma alternativa bem sucedida para estradas de baixo volume de tráfego, como o atesta o bom desempenho mostrado, sob o

crescente volume de tráfego de caminhões carregados observado nos últimos anos, produto do desenvolvimento da produção de arroz e, mais recentemente, da soja. As camadas de solo modificado com cal superam largamente em resistência, rigidez e, principalmente, vida de serviço à solução tradicional com revestimento de pedregulho até então empregada na região do leste de Uruguai.

A construção de camadas de revestimento com uso de solo local em substituição do material de pedregulho tradicionalmente utilizado é uma alternativa com benefícios econômicos, já que reduz os custos de construção, manutenção e reabilitação, com reflexos sociais. Além disso, contribui na preservação do meio ambiente, reduzindo a exploração de recursos não-renováveis, como são os solos e as rochas.

8.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Para a continuidade da pesquisa, sugerem-se os seguintes estudos complementares:

- Como o tempo da pesquisa foi insuficiente para definir a vida útil dos pavimentos dos trechos experimentais e, particularmente a vida de fadiga no campo, torna-se necessário prosseguir o monitoramento nos próximos anos.
- É preciso melhorar a interpretação e o conhecimento do desempenho de estradas de baixo volume de tráfego com camadas de revestimento de solo modificado com cal através da construção em verdadeira grandeza de pavimentos experimentais.
- Também se considera relevante dar continuidade aos estudos de laboratório de fadiga de solos modificados com cal, com maior número de ensaios de fadiga na tração por compressão diametral, incluindo-se vários níveis de variação no teor de cal, tempo de cura, etc. Neste particular, recomenda-se realizar outros tipos de ensaios de fadiga mais acelerados e que permitam a medição contínua de deformações, como o de flexão de vigotas por carga em 4 pontos.
- Para avançar no dimensionamento racional de pavimentos é fundamental estabelecer modelos de fadiga e esmagamento para materiais modificados, em geral, e de solos finos modificados com cal em particular, à luz de resultados de ensaios de laboratório e de desempenho de pistas ou trechos experimentais.

A continuidade de pesquisas que envolvam o uso de solos estabilizados ou modificados como camadas de pavimentos de baixo volume de tráfego é uma questão fundamental, uma vez que o desenvolvimento socioeconômico aumenta a exigência quanto à qualidade de tráfego das estradas rurais e vicinais a necessidade de se melhorarem os indicadores destas estradas, procurando que as soluções sejam economicamente ótimas e ambientalmente corretas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for Design of Pavement Structures**. AASHTO, Washington D.C., 1993.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 180: Moisture-Density Relations of Soil Using a 10-lb (4.54 kg) Rammer and an 18-in. (457 mm) Drop**. AASHTO, Washington D.C., 1986.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 193: The California Bearing Ratio**. AASHTO, Washington D.C., 1986.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 208: Unconfined Compressive Strength of Coesive Soil**. AASHTO, Washington D.C., 1986.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 294: Standard Method of Test for Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils**. Washington D.C., 1992.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 46-97: Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design**. Transprotation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, Research Resuslts Digest, n. 285, p. 48, Washington D.C., 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 1556: Density of Soil In Place by the Sand-Cone Method**. ASTM, v. 04.08, Philadelphia, 1988.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2216: Method of Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil, Rock, and Soil-Aggregate Mixtures**. ASTM, v. 04.08, Philadelphia, 1988.

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 6276: Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization**. ASTM, v. 04.09, Philadelphia, 2006.
- AHMED, A.T.; KHALID, H.A. **Effectiveness of Novel and Traditional Treatments on the Performance of Incinerator Bottom Ash Waste**. Waste Management, n. 31, p. 2431 – 2439, 2011.
- ANGELL, D. **Technical Basis for the Pavement Design Guide**. Report RP 1265, Pavement Branch, Department of Main Roads, Brisbane, 1988.
- ARABANI, M.; KARAMI, M.V. **Geotechnical Properties of Lime Stabilized Clayey Sands**. 2nd International Symposium on Treatment and Recycling of Materials for Transport Infrastructure, disponível em CD, pp.10, Paris, 2005.
- ARELLANO, D.; THOMPSON, M.R. **Stabilized Base Properties (Strength, Modulus, Fatigue) for Mechanistic-Based Airport Pavement Design**. COE Report No. 4, Department of Civil Engineering, University of Illinois, pp. 73, Urbana, 1998.
- ASOCIACIÓN DE CULTIVADORES DE ARROZ (ACA). **Evolución del cultivo de Arroz en Uruguay**. Disponível em <http://www.aca.com.uy>, 2012.
- AUSTROADS. **Guide to the Structural Design of Road Pavements**. Austroads Ltd., Sydney, 2004.
- AZEVÊDEO, A.L.C.; RAMALHO, R.W. **Estabilização de solos com adição de cal**. Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico, São Paulo, 2000.
- BABURAMANI, P. **Asphalt Fatigue Life Prediction Models – A Literature Review**. ARRB Transport Research Ltd., Research Report ARR 334, pp. 40, Vermont South, Victoria, 1999.
- BALBO, J.T. **Estudo das Propriedades Mecânicas das Misturas de Brita e Cimento e sua Aplicação aos Pavimentos Semi-Rígidos**. Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, 1993.

- BARAN, E.; AUBREY, S.R. **Preliminary Report on Pavement Thickness Design Curves for Queensland Conditions Based on Elastic Layer Methods**. Report RP531, Materials Branch, Department of Main Roads, Brisbane, 1978.
- BARKSDALE, R.G. **Compressive Stress Pulse Times in Flexible Pavements for Use in Dynamic Testing**. Highway Research Record, n. 345, p. 32 - 44, Washington D.C., 1971.
- BEHRENS, I.L.C. **Overview of Low-Volume Roads**. Transportation Research Record, n. 1652, p. 1 – 4, Washington D.C, 1999.
- BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J.I.; TODRES, H.A. **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature**. PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, 60 p., Skokie, Illinois, USA, 2003.
- BONNAURE, F.P.; HUIBERS, A.H.J.J.; BOONDRES, A. **A Laboratory Investigation of the Influence of Rest Periods on Fatigue Characteristics of Bituminous Mixes**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 51, p. 104 – 128, Lino Lakes, Minnesota, 1982.
- BOYCE, J.R. **The Behaviour of Granular Material under Repeated Loading**. Thesis of Doctor Philosophy, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Reino Unido, 1976.
- BRITO, L.A.T. **Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, 158 p., Porto Alegre, 2006.
- BROWN, S.F. **Soil Mechanics in Pavement Engineering**. Géotechnique, v. 46, n. 3, p. 383 – 426, 1996.
- CASANOVA, F.J.O.C. **Um Estudo Físico-químico-matemático da Estabilização Alcalina de Solos Argilosos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia – UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.
- CERATTI, J.A.P. **Estudo do Comportamento a Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, pp. 338, Rio de Janeiro, 1991.

- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M; CARRARO, J.A.H.; HEINECK, K.S. **Behaviour of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 127, n. 9, p. 774 – 782, New York, 2001.
- CONSOLI, N.C.; LOPES JUNIOR, L.S.; HEINECK, K.S. **Key Parameters for the Strength Control of Lime Stabilized Soils**. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, v. 21, p. 210 – 216, New York, 2009a.
- CONSOLI, N.C.; LOPES JUNIOR, L.S.; FOPPA, D.; HEINECK, K.S. **Key Parameters Dictating Strength of Lime/Cement-Treated Soils**. Geotechnical Engineering, ICE, v. 162, p. 111 – 118, 2009b.
- CORREA, F.C.; FELEX, J.B. **Solo-Cal e CBR**. 24ª Reunião Anual de Pavimentação, v. 1, p. 118 – 129, Belém, 1990.
- CROCKFORD, W.W.; LITTLE, D.N. **Tensile Fracture and Fatigue of Cemented-Stabilized Soil**. Journal of Transportation Engineering, v. 113, n. 5, p. 520 – 537, 1987.
- DALLA ROSA, F. **Estudo do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, PPGEC/UFRGS, pp. 191, Porto Alegre, 2009.
- DE BEER, M. **Aspects of the Design and Behaviour of Road Structures Incorporating Lightly Cementitious Layers**. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Pretoria, Pretoria, 1990.
- DE LA ROCHE, C.; ODEON, H.; SIMONCELLI, J.P.; SPERNOL, A. **Study of the Fatigue of Asphalt Mixes Using the Circular Test Track of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Nantes, France**. Transportation Research Record, n. 1436, p. 17 – 27, Washington D.C., 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 024/94: Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman**. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 134/2010 – ME: Pavimentação – Solos - Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2010.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT-ME 136/2010: Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral. Rio de Janeiro, 2010.
- DIAMOND, S.; KINTER, E.B. **Mechanisms of Soil-Lime Stabilization: An Interpretative Review.** Highway Research Record, n. 92, pp. 83 - 102, Washington, D.C., 1965.
- DONATO, M. **Relatório de Ensaio Triaxial de carga Repetida para Determinação do Módulo de Resiliência de um Solo Argiloso.** Trabalho de Pesquisa de Mestrado Profissional de Geotecnia, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2001.
- DUNLAP, W.A. **A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials.** Technical Report No. 1, Proj. 2-8-62-27, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Texas, 1963.
- EADES, J.L. **Reactions of Ca(OH)₂ with Clay Minerals in Soil Stabilization.** University of Illinois, Urbana, 1962.
- EADES, J.L.; GRIM, R.E. **A Quick Test to Determine Lime Requirement for Lime Stabilization.** Highway Research Record, n. 139, p. 61 - 72, Washington, D.C., 1966.
- EDIL, T.B.; ACOSTA, H.A.; BENSON, C.H. **Stabilizing Soft Fine-Grained Soils with Fly Ash.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 18, n. 2, p. 283 – 294, 2006.
- EPPS, J.A.; MONISMITH, C.L. **Influence of Mixture Variables on the Flexural Fatigue Properties of Asphaltic Concrete.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 38, p. 423 – 464, Lino Lakes, Minnesota, 1969.
- EPPS, J.A.; DUNLAP, W.A.; GALLAWAY, B.M. **Soil Stabilization: A Mission Oriented Approach.** Highway Research Record, n. 351, p. 1 - 20, Washington, D.C., 1971.
- FINN, F.; SARAF, C.L.; KULKARNI, K.; NAIR, K.; SMITH, W. **Development of Pavement Structural Subsystems.** NCHRP Report 291, Transportation Research Board, Washington D.C., 1986.

- FOLEY, G. **Mechanistic Design Issues for Stabilised Pavement Materials**. Austroads, APRG 02/02(CM), 2001.
- GNANENDRAN, C.T.; PIRATHEEPAN, J. **Characterization of a Lightly Stabilized Granular Material by Indirect Diametrical Tensile Testing**. International Journal of Pavement Engineering, v. 9, n. 6, p. 445 – 456, 2008.
- GNANENDRAN, C.T.; PIRATHEEPAN, J. **Determination of Life Fatigue of Granular Base Material Lightly Stabilized with Slag Lime from Indirect Diametral Tensile Testing**. Journal of Transportation Engineering, ASCE, v. 136, n. 8, p. 736 – 745, 2010.
- GONZALEZ, A.; HOWARD, A; DE CARTERET, R. **Cost Effective Structural Treatments for Rural Highways: Cemented Materials**. Austroads Project No. TT1359, Austroads Publication AP-T168-10, Austroads Ltd., pp. 174, Sydney, 2010.
- GRAY, W.; FROBEL, T.; BROWNE, A.; SALT, G.; STEVENS, D. **Characterisation and Use of Stabilised Basecourse Materials in Transportation Projects in New Zealand**. New Zealand Transport Agency Research 461, pp. 84, Wellington, 2011.
- GRIM, R.E. **Applied Clay Mineralogy**. McGraw – Hill Book Company, Inc., New York, 1962.
- GUIMARÃES, J.E.P. **Estabilização de Solos – Nova e Importante Aplicação da Cal – Seus Conceitos e Suas Vantagens**. Boletim N^o 1, ABPC, São Paulo, 1971.
- HARTY, J.R.; THOMPSON, M.R. **Lime Reactivity of Tropical and Subtropical Soils**. Highway Research Record, n. 442, p. 102-112, Washington, D.C., 1973.
- HERZOG, A.; MITCHELL, J.K. **Reactions Accompanying Stabilization of Clay with Cement**. Highway Research Record, n. 36, p. 166-171, Washington D.C., 1963.
- HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. **Lime Fixation in Clayey Soils**. Highway Research Record, n. 262, p. 20 - 32, Washington, D.C., 1969.
- HOLT, C.C.; FREER-HEWISH, R.J. **The use of Lime-Treated British Clays in Pavement Construction. Part 1: The Effect of Mellowing on the Modification Process**. Institution of Civil Engineers, Transport, v. 129, p. 228 - 239, 1998.

- HOOVER, J. M.; HANDY, R. L.; DAVIDSON, D. T. **Durability of Soil-Lime-Fly Ash Mixtures Compacted above Standard Proctor Density**. Highway Research Board Bulletin, n. 139, p. 1 - 11, Washington, D.C., 1958.
- HUANG, Y. S. **Pavement Analysis and Design**. Ed. Prentice Hall, pp. 805, New Jersey, 1993.
- INGLES, O.G. **Advances in Soil Stabilization 1961-67**. Reviews Pure and Applied Chemistry, n. 18, p. 291-310, Melbourne, 1968.
- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil Stabilization. Principles and Practice**. Butterworths, Melbourne, 1972.
- JAMESON, G.W.; SHARP, K.G.; YEO, R. **Cemented-Treated Crushed Rock Pavement Fatigue under Accelerated Loading: The Mulgrave (Victoria) ALF Trial**. ARR 229, Australian Road Research Board, Vermont South, Victoria, 1992.
- JAMESON, G.W.; DASH, D.M.; THARAN, Y.; VERTESSY, N.J. **Performance of Deep-Lift in Situ Pavement Recycling under Accelerated Loading: the Cooma ALF Trial, 1994**. APRG Report No. 11, Australian Road Research Board, Vermont South, Victoria, 1995.
- JAMESON, G.W. **Towards the Revision of Austroads Procedures for the Design of Pavements Containing Cemented Materials**. Austroads Project No. TT1358, Austroads Publication AP-T167-10, Austroads Ltd., pp. 38, Sydney, 2010.
- JAMESON, G.W. **Review of Definition of Modified Granular Materials and Bound Materials**. Austroads Project No. TT1358, Austroads Publication AP-R343-13, Austroads Ltd., pp. 15, Sydney, 2013.
- JOLY, C.; LELONG, V. **Traitement des Matériaux de Scalpage a la Chaux**. 2nd International Symposium on Treatment and Recycling of Materials For Transportation Infrastructures, disponível em CD, pp. 11, Paris, 2005.
- KHALID, H.A. **A Comparison Between Bending and Diametral Fatigue Tests for Bituminous Materials**. Materials and Structures, v. 33, n. 7, p. 457 – 465, 2000.

- KOLISOJA, P. **Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials**. PhD Dissertation, Tampere University of Technology, Publication No. 223, Tampere, Finlândia, 1997.
- LAMBE, T.W. **Soil Stabilization**. Foundation Engineering, Cap. 4, Ed. Mc Graw – Hill Book Co., 1962.
- LARSEN, T.J.; NUSSBAUM, P.J. **Fatigue of Soil Cement**. Bulletin D119, Portland Cement Association, 1967.
- LITTLE, D.N. **Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime**. Kendal-Hunt Publishing Company, pp. 256, 1995.
- LITTLE, D.N. **Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates. Volume 1: Summary of Findings**. National Lime Association, pp. 89, 1999.
- LITTLE, D.N.; YUSUF, F.A.M.S. **Example Problem Illustrating the Application of the National Lime Association Mixture Design and Testing Protocol (MDTP) to Ascertain Engineering Properties of Lime-Treated Subgrades for Mechanistic Pavement Design/Analysis**. National Lime Association, pp. 29, 2001.
- LOPES JUNIOR, L.S. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, PPGEC/UFRGS, pp. 226, Porto Alegre, 2011.
- LOVATO, R.S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, PPGEC/UFRGS, pp. 144, Porto Alegre, 2004.
- LUCENA, A.L.P.; BRUGNARA, C.M. **Estabilização de Sub-Bases e Subleitos com Emprego de Cal**. XI Reunião Anual de Pavimentação, Campinas, 1970.
- MALLELA, J.; VON QUINTUS, H.; SMITH, K.L. **Consideration of Lime-Stabilized in Mechanistic-Empirical Pavement Design**. ERES Consultants, A Division of Applied Research Associates Inc., pp. 36, Champaign, Illinois, 2004.

- MARCON, A. F. **Durabilidade e Módulo de Elasticidade de Misturas Areia-Cal-Cinza Volante**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1977.
- MATTHEWS, J.M.; MONISMITH, C.L. **Investigation of Laboratory Fatigue Testing Procedure for Asphalt Aggregate Mixtures**. Journal of Transportation Engineering, ASCE, v. 119, n. 4, p. 634 – 654, 1993.
- MEDINA, J.A.; PREUSSLER, E.S. **Características Resilientes de Solos em Estudo de Pavimentos**. Solos e Rochas, v.3, n.1, p. 3 – 26, Rio de Janeiro, 1980.
- MEDINA, J. **A Importância do Estudo de Solos Tropicais na Engenharia**. Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e Suas Aplicações em Engenharia Civil, p. 1 – 12, Porto Alegre, 1989.
- MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Ed. UFRJ, pp. 380, Rio de Janeiro, 1997.
- MONISMITH, C.L. **Fatigue Characteristics of Asphalt Paving Mixtures and Their Use in Pavement Design**. 18th. Paving Conference, University of New Mexico, Albuquerque, 1981.
- NATIONAL LIME ASSOCIATION. **Chemical Lime Facts**. NLA, Bulletin No. 214, 5th Edition, Arlington, Virginia, 1988.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design**. NCHRP Protocol 1-28A, Transportation Research Board, p. 48, Washington D.C., 2004.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Design Structures. Part 2: Design Inputs**. NCHRP, Transportation Research Board, National Research Council, ARA, Inc., ERES Consultant Division, Chapter 2: Materials Characterization, Champaign, Illinois, 2004a.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Design Structures. Part 3: Design Analysis**. NCHRP, Transportation Research Board, National Research Council, ARA, Inc., ERES Consultant Division, Chapter 3: Design of New and Reconstructed Flexible Pavements, Champaign, Illinois, 2004b.

- NEUBAUER, C.H.; THOMPSON, M.R. **Stability Properties of Uncured Lime-Treated Fine-Grained Soils**. Highway Research Record, n. 381, p. 20 – 26, Washington D.C., 1972.
- NOGAMI, J.S.; CORREA, F.C.; VILLIBOR, D.F. **Perspectivas de Aplicação de Solo-Cal em Rodovias – Exemplos de Pistas Experimentais**. IV Reunião Aberta da Indústria da Cal, Boletim n° 12, ABPC, p. 211 – 234, São Paulo, 1980.
- NÚÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatú, Visando seu Emprego na Pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, 150 p., Porto Alegre, 1991.
- OSINUBI, K. J. **Influence of Compactive Efforts and Compaction Delays on Lime-Treated Soil**. Journal of Transportation Engineering, 1998.
- OTTE, E. **A Structural Design Procedure for Cement-Treated Layers in Pavements**. Tese de Doutorado em Engenharia, Faculty of Engineering, University of Pretoria, Pretoria, 1978.
- PELL, P.S.; COOPER, K.E. **The Effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials**. AAPT Announcer, n. 44, p. 1 – 37, 1975.
- PEREIRA, R.S. **Viabilidade Técnica do Emprego de Resíduos da Indústria de Celulose para Construção de Estradas Florestais**. Tese de Doutorado em Ciência Florestal, PPGCF/UFV, pp. 330, Viçosa, Minas Gerais, 2005.
- PÉREZ, N; PÉREZ, A.; GARNICA, P.. **Study of Some Properties of Two Cement-Stabilized Soils**. In: 3rd International Symposium on Treatment and Recycling of Materials for Transport Infrastructure, disponível em CD, pp. 10, Antigua Guatemala, 2009.
- PETRY, T.M.; GLAZIER, E.J. **The Effect of Organic Content on Lime Treatment of Highly Expansive Clay**. In: 2nd International Symposium on Treatment and Recycling of Materials for Transport Infrastructure, disponível em CD, pp. 15, Paris, 2005.
- PRECIOZZI, F; SPOTURNO, J; HEINZEN, W; ROSSI, P. **Memoria Explicativa de la Carta Geológica del Uruguay, a Escala 1:500.000**. DI.NA.MI.GE.(MIEM), 90 p., Montevideo, 1985.

- PRETORIUS, P.C. **Design Consideration for Pavements Containing Soil Cement Bases**. PhD Dissertation, Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1970.
- PRETORIUS, P.C. **Design Consideration for Pavements Containing Soil Cement Bases**. PhD Dissertation, Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1970.
- PRUSINSKI, J.R.; BHATTACHARJA, S. **Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils**. Transportation Research Record, n. 1652, p. 215-227, Washington D.C., 1999.
- PUPPALA, A.J.; MOHAMMAD, L.N.; ALLEN, A. **Engineering Behavior of Lime-Treated Louisiana Subgrade Soil**. Transportation Research Record, n. 1546, p. 24 – 31, Washington D.C., 1996.
- QUBAIN, B.S.; SEKSINSKY, E.J.; LI, J. **Incorporating Subgrade Lime Stabilization into Pavement Design**. Transportation Research Record, n. 1721, p. 3 – 8, Washington D.C., 2000.
- RAAD, L. **Design Criteria for Soil-Cement Bases**. Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1976.
- RIBEIRO DE REZENDE, L.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Use of Locally Available Soils on Subbase and Base Layers of Flexible Pavements**. Transportation Research Record, n. 1819, p. 110 – 121, Washington D.C., 2003.
- RICO, A.; DEL CASTILLO, H. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropuertos**. Ed. Limusa, v. 2, México D.F., 1993.
- RODRÍGUEZ, R.; GOSO, H.; NAHOUM, B. **Utilización de las Mezclas de Suelo Cal en Firmes para Pavimentos Económicos**. Revista de Ingeniería, Asociación Uruguay de Ingenieros, n. 16, p. 30 – 45, 1994.
- ROGERS, C.D.F.; GLENDINNING, S. **Lime Requirement for Stabilization**. Transportation Research Record, n. 1721, p. 9 - 18, Washington D.C., 2000.

- ROGERS, C.D.F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T.E.J. **Lime Modification of Clay Soils for Construction Expediency**. Geotechnical Engineering, v. 125, p. 242 - 249, Londres, 1997.
- ROSEN, W.J.; MARKS, B.D. **Cold Weather Lime Stabilization**. Transportation Research Record, n. 501, p. 35 – 41, Washington D.C., 1974.
- SAID, S.F. **Variability in Roadbase Layer Properties Conducting Indirect Tensile Test**. 8th. International Conference on Asphalt Pavements, v. II, p. 977 – 986, Seattle, Washington, 1997.
- SCHMIDT, R.J. **A Practical Method for Measuring Resilient Modulus of Asphalt-Treated Mixes**. Highway Research Board, n. 404, p. 22-32, Washington D.C., 1972.
- SEED, H.C.; CHAN, C.K; MONISMITH, C.L. **Effects of Repeated Loading on the Strength and Deformation of Compacted Clay**. Proc. Highway Research Board, n. 34, p. 541-558, Washington D.C., 1955.
- SEED, H.C.; CHAN, C.K; LEE, C.E. **Resilient Characteristics of Subgrade Soils and Their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements**. In: Proceedings of the International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, 1962.
- SEDDOM, P. A.; BHINDI, D. B. **Improvement of a Substandard Base Aggregate with Lime**. Transportation Research Record, n. 941, pp. 31-37, Washington, D.C., 1983.
- SIRIVITMAITRIE, C.; PUPPALA, A.J.; SARIDE, S.; HOYOS, L. **Combined Lime-Cement Stabilization for Longer Life of Low-Volume Roads**. Transportation Research Board, n. 2204, p. 140 – 147, Washington D.C., 2011.
- SOLANKI, P.; KHOURY, N.; ZAMAN, M.M. **Engineering Properties and Moisture Susceptibility of Silty Clay with Lime, Class C Fly Ash, and Cement Kiln Dust**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 21, n. 12, p. 749 – 757, 2009.
- SPECHT, L.P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, PPGEC/UFRGS, pp. 279, Porto Alegre, 2004

- SWANSON, T.E.; THOMPSON, M.R. **Flexural Fatigue Strength of Lime-Soil Mixtures**. Highway Research Record, v. 198, p. 9 – 18, Washington D.C., 1967.
- SWEERE, G.T.H. **Unbound Granular Bases for Roads**. PhD Thesis, University of Delft at Delft, Holanda, 1990.
- THEYSE, H.L.; DE BEER, M.; RUST, F.C. **Overview of South African Mechanistic Pavement Design Method**. Transportation Research Record, n. 1539, p. 6 – 17, Washington D.C., 1996.
- THEYSE, H.L.; MUTHEN, M. **Pavement Analysis and Design Software (PADS) Based on the South African Mechanistic-Empirical Design Method**. South African Transport Conference “Action in Transport for the New Millennium”, pp. 40, Africa do Sul, 2000.
- THEYSE, H.L.; MAINA, J.W.; KANNEMEYER, L. **Revision of the South African Flexible Pavement Design Method: Mechanistic-Empirical Component**. 9th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, CAPSA’07, p. 256 – 292, Gaborone, 2007.
- THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, PPGEC/UFRGS, pp. 238, Porto Alegre, 1999.
- THOMPSON, M. R. **Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils**. Highway Research Record, n. 92, pp. 69-82, Washington, D.C., 1965.
- THOMPSON, M.R. **Lime Reactivity of Illinois Soils**. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, v. 92, n. SM5, p. 67 – 92, 1966.
- THOMPSON, M. R. **Shear Strength and Elastic Properties of Lime-Soil Mixtures**. Highway Research Record, n. 139, p. 1 - 14, Washington D.C., 1966a.
- THOMPSON, M.R.; DEMPSEY, B.J. **Autogenous Healing of Lime-Soil Mixtures**. Highway Research Record, n. 263, p. 1 - 7, Washington D.C., 1969.
- THOMPSON, M.R.; EADES, J.L. **Evaluation of Quick Test for Lime Stabilization**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, n. 96, SM2, pp. 795-800, New York, 1970.

- THOMPSON, M.R. **Soil-Lime Mixtures for Construction of Low-Volume Roads.** Transportation Research Board Special Report, n. 160, p. 149-165, Washington D.C., 1975.
- TINGLE, J.S.; JERSEY, S.R. **Empirical Design Methods for Geosynthetic-Reinforced Low-Volume Roads.** Transportation Research Record, n. 1989, v. 2, p. 91 – 101, Washington D.C., 2007.
- UZAN, J. **Characterization of Granular Materials.** Transportation Research Record, n. 1022, p. 52 – 58, Washington D.C., 1985.
- WAYNE, M.; BOUDREAU, R.L.; KWON, J. **Characterization of Mechanically Stabilized Layer by Resilient Modulus and Permanent Deformation Testing.** Transportation Research Record, n. 2204, p. 76 – 82, Washington D.C., 2011.
- WALKER, R.N.; PATERSON, W.D.O.; FREEME, C.R.; MARAIS, C.P. **The South African Mechanistic Pavement Design Procedure.** 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, v. 2, University of Michigan, Ann Arbor, 1977.
- WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **WSDOT Pavement Guide.** Washington State Department of Transportation, Olympia, 1995.
- WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Everseries User's Guide. Pavement Analysis Computer Software and Case Studies.** Washington State Department of Transportation, pp. 159, 2005.
- WILLIAMS, R.I.T. **Cemented-Treated Pavements: Materials, Design and Construction.** Elsevier Applied Science Publishers LTD, pp. 746, Londres, 1986.
- WITCZAK, M.W. **Harmonized Test Method for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design.** National Cooperative Highway Research Program, NCHRP, Project 1-28A, University of Maryland, College Park, 2001.

**ANEXO I – PROTOCOLO DE CONSTRUÇÃO DE CAMADAS DE
REVESTIMENTO DE SOLO MODIFICADO COM CAL**

No presente Anexo é desenvolvida uma proposta construtiva de camadas de revestimento de solo fino modificado com cal de estradas de baixo volume de tráfego, considerando as condições locais em quanto a pessoal e equipamento disponíveis e restrições orçamentárias e à luz da experiência construtiva desenvolvida na pesquisa.

I.1. Distribuição do Solo

— O controle do teor de umidade de compactação é um dos fatores fundamentais para o bom sucesso da construção da camada de solo-cal. Para isso, é necessário assegurar que o solo esteja com um teor de umidade menor do que o teor de umidade de compactação antes de ser lançado (condição seca). De serem necessário, o solo, uma vez coletado da jazida, deve-se estocar de modo de permitir sua secagem ao ar pelo tempo que seja necessário. Quando assegurada a condição seca, o solo será espalhado.

— Uma vez espalhado, destorroar o solo para assegurar uma mistura ótima com a cal. O destorroamento pode ser realizado preferentemente com uso de escarificador ou, na sua falta, com grade de discos.

— Logo após destorroadado, espalhar o solo preferentemente com uso de moto-niveladora.

— Repetir, quando for necessário, as operações de destorroamento e espalhado até observar-se a redução dos torrões ao mínimo possível dos torrões e um espalhamento o mais uniforme possível.

I.2. Distribuição da Cal

— Distribuir uniformemente por área da camada os sacos de cal, de modo de assegurar a homogeneidade do teor de cal. É altamente recomendável medir as distâncias de separação entre sacos.

— Uma vez distribuídos, rasgar os sacos de cal manualmente e fazer uma primeira distribuição da cal também manualmente.

- Logo após, fazer sulcos que abranjam a totalidade da espessura da mistura de solo e cal, com uso preferentemente de escarificador ou, na falta deste, com grade de disco.
- Misturar a cal e o solo com motoniveladora de modo a fechar os sulcos.
- Repetir as operações de escarificação e mistura o número de vezes necessário até observar uma mistura de solo e cal uniforme. A uniformidade da coloração da mistura pode ser utilizada como critério de controle primário.

I.3. Acréscimo da Água

- Espargir a água de compactação de modo uniforme. É fundamental medir o volume de água, para o qual o caminhão deverá contar com um sistema de medição de volume.
- Fazer sulcos que abranjam a totalidade da espessura da mistura solo-cal espalhada, com uso preferentemente de escarificador ou grade de disco.
- Misturar a água com o solo-cal seco com uso da motoniveladora, de modo de fechar os sulcos.
- Repetir as operações de escarificação e mistura o número de vezes necessário até se observar uma mistura da água com o solo-cal uniforme. A uniformidade da coloração da mistura pode ser utilizada como critério de controle primário.

I.4. Compactação da Camada de Solo-Cal

- Executar a operação de compactação no máximo até 1 hora após acrescida e misturada a água.
- Compactar com passadas de, preferentemente, rolo pé de carneiro ou, na falta, rolo liso. A vibração é completamente desaconselhada por causar efeitos contrários aos procurados com a compactação.
- Realizar o número necessário de passadas de rolo até não ser observados afundamentos na camada compactada.

I.5. Distribuição do Pedregulho

Para assegurar uma adequada rugosidade da camada de revestimento de solo-cal e reduzir a emissão de pó é recomendado lançar e enterrar nos primeiros centímetros da camada de solo-cal um material pedregulhoso. As operações de colocação do material são desenvolvidas a seguir. Salienta-se que esta etapa de construção de camadas de revestimento de solo-cal poderá sofrer ajustes no futuro.

- Espalhar o pedregulho sobre a camada compactada de solo-cal, imediatamente após realizados os ensaios de controle de compactação.
- Compactar com rolo compactador liso, aplicando-se o número de passadas de rolo necessárias para assegurar o agulhamento do pedregulho na camada de solo-cal.

**ANEXO II – RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA NA
COMPRESSÃO TRIAXIAL**

Tabela II.1. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial do solo compactado na energia modificada

S	S-EM-1			S-EM-2			S-EM-3			S-EM-4		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	55,2	0,37	307	54,9	0,36	360	54,8	0,46	271	54,6	0,38	536
2	41,4	0,36	288	41,0	0,41	386	40,9	0,47	246	40,7	0,41	546
3	27,6	0,39	284	27,1	0,39	399	27,0	0,49	285	26,8	0,42	578
4	13,8	0,39	352	13,2	0,39	412	13,0	0,48	288	15,5	0,42	601
5	55,2	0,53	173	54,9	0,50	212	54,8	0,63	153	54,6	0,49	300
6	41,4	0,50	158	41,1	0,50	220	40,9	0,63	155	40,7	0,49	328
7	27,6	0,51	154	27,1	0,49	233	27,0	0,65	164	26,8	0,48	380
8	13,8	0,52	174	13,2	0,49	242	13,0	0,65	169	16,1	0,49	399
9	55,2	0,67	126	54,9	0,70	129	54,8	0,82	111	54,6	0,69	185
10	41,4	0,69	122	41,0	0,70	142	40,9	0,82	115	40,7	0,69	192
11	27,6	0,71	126	27,1	0,70	146	27,0	0,81	113	26,8	0,69	208
12	13,8	0,68	117	13,2	0,70	151	13,1	0,83	116	16,5	0,70	204
13	55,2	0,94	92	54,9	1,06	72	54,8	1,06	85	54,6	1,08	100
14	41,4	0,95	87	41,0	1,06	72	40,9	1,06	87	40,7	1,08	101
15	27,6	1,00	90	27,1	1,07	71	26,9	1,07	88	26,8	1,09	99
16	13,8	0,98	88	13,2	1,07	71	13,4	1,08	89	16,9	1,10	99

Tabela II.2. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial do solo compactado na energia normal

Sequência	S-EN-1			S-EN-2			S-EN-3		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	55,0	0,39	267	54,8	0,41	441	54,7	0,42	128
2	41,1	0,40	264	40,9	0,42	472	40,8	0,47	136
3	27,2	0,40	279	27,0	0,40	473	26,9	0,46	135
4	13,7	0,41	279	16,3	0,40	474	20,1	0,47	138
5	55,0	0,49	119	54,8	0,49	239	54,7	0,63	90
6	41,1	0,49	130	40,9	0,49	219	40,8	0,64	84
7	27,2	0,50	139	27,0	0,49	257	26,8	0,65	89
8	14,1	0,50	148	16,9	0,49	264	20,7	0,65	92
9	55,0	0,70	56	54,7	0,69	106	54,6	0,83	57
10	41,1	0,70	58	40,9	0,69	110	40,8	0,82	60
11	27,2	0,70	60	26,9	0,69	125	26,8	0,85	65
12	14,5	0,70	66	17,4	0,69	131	21,2	0,86	62
13	55,0	0,95	39	54,7	1,06	53	54,7	1,09	49
14	41,1	0,95	40	40,8	1,06	51	40,7	1,08	48
15	27,1	0,96	40	26,9	1,08	53	26,8	1,09	49
16	14,8	0,94	40	17,8	1,08	53	21,6	1,09	52

Tabela II.3. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP59			CP63		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,9	0,47	272	54,9	0,47	481
2	41,0	0,48	276	41,1	0,49	524
3	27,1	0,47	294	27,2	0,50	546
4	13,6	0,47	308	13,2	0,50	592
5	54,9	0,64	239	55,0	0,63	353
6	41,0	0,64	248	41,1	0,64	366
7	27,1	0,64	258	27,2	0,65	387
8	13,9	0,65	266	13,2	0,65	403
9	54,9	0,82	211	55,0	0,80	290
10	41,0	0,82	225	41,1	0,82	311
11	27,1	0,83	236	21,2	0,82	332
12	14,1	0,83	244	13,4	0,83	345
13	54,8	1,07	204	55,0	1,04	237
14	40,9	1,07	218	41,1	1,07	254
15	27,0	1,07	231	27,2	1,07	257
16	14,3	1,08	238	13,6	1,07	266

Tabela II.4. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP35			CP39			CP44		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,8	0,30	265	54,9	0,38	395	54,9	0,37	477
2	40,9	0,31	250	41,0	0,37	364	41,0	0,38	479
3	27,1	0,31	253	27,1	0,38	400	27,1	0,39	521
4	13,2	0,32	267	13,8	0,39	401	13,8	0,39	501
5	54,8	0,50	173	54,9	0,50	169	54,9	0,49	301
6	40,9	0,49	189	41,0	0,49	192	41,1	0,49	313
7	27,1	0,50	204	27,1	0,49	202	27,1	0,49	332
8	13,5	0,49	226	14,1	0,48	211	14,6	0,49	342
9	54,8	0,70	149	54,9	0,70	121	55,0	0,69	210
10	40,9	0,69	168	41,0	0,69	131	41,1	0,69	231
11	27,0	0,69	182	27,1	0,70	142	27,1	0,70	254
12	14,1	0,70	195	14,4	0,70	147	15,2	0,69	267
13	54,8	1,05	152	54,9	0,98	117	55,0	0,97	217
14	40,9	1,06	162	41,0	0,98	118	41,1	0,97	234
15	27,0	1,05	169	27,1	0,97	124	27,2	0,97	244
16	14,6	1,06	177	14,9	0,98	127	15,8	0,97	252

Tabela II.5. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP56			CP60			CP64		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	55,0	0,38	472	54,7	0,46	250	54,8	0,48	367
2	41,0	0,38	462	40,8	0,47	265	40,9	0,47	376
3	27,1	0,39	467	26,9	0,47	278	27,0	0,49	422
4	13,2	0,39	488	15,8	0,47	288	16,0	0,49	437
5	55,0	0,50	258	54,7	0,64	215	54,8	0,63	268
6	41,1	0,50	259	40,9	0,65	227	40,9	0,65	290
7	27,2	0,50	274	26,9	0,65	240	27,0	0,66	307
8	13,2	0,50	286	16,1	0,65	246	16,4	0,66	317
9	55,0	0,69	178	54,7	0,82	185	54,8	0,83	243
10	41,1	0,70	178	40,9	0,83	202	40,9	0,83	269
11	27,2	0,71	195	26,9	0,83	212	27,0	0,84	280
12	13,2	0,71	209	16,4	0,83	218	16,8	0,84	288
13	55,0	1,03	155	54,7	1,06	179	54,7	1,07	214
14	41,1	1,04	168	40,8	1,07	186	40,8	1,08	224
15	27,2	1,05	186	26,9	1,07	193	27,0	1,08	230
16	13,2	1,04	182	16,6	1,08	198	17,1	1,09	240

Tabela II.6. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP36			CP40			CP45		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,6	0,41	339	54,7	0,35	312	54,8	0,36	532
2	40,7	0,42	345	40,9	0,36	301	40,9	0,35	538
3	26,8	0,42	363	26,9	0,37	305	27,0	0,36	555
4	17,2	0,42	371	15,1	0,37	306	17,4	0,37	558
5	54,6	0,59	335	54,8	0,49	182	54,8	0,49	348
6	40,8	0,59	348	40,9	0,49	195	40,9	0,48	357
7	26,9	0,60	361	27,0	0,49	206	27,0	0,49	385
8	18,3	0,60	371	15,8	0,49	218	18,3	0,49	405
9	54,6	0,78	290	54,8	0,70	149	54,8	0,70	248
10	40,7	0,78	317	40,9	0,70	169	41,0	0,69	257
11	26,8	0,78	341	27,0	0,69	178	27,0	0,69	264
12	19,2	0,78	351	16,3	0,69	185	18,9	0,69	274
13	54,6	1,02	282	54,8	1,06	147	54,8	1,05	222
14	40,7	1,02	292	40,9	1,05	158	40,9	1,05	230
15	26,8	1,02	318	27,0	1,05	170	27,0	1,05	244
16	20,0	1,02	331	16,7	1,05	176	19,4	1,05	247

Tabela II.7. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP57			CP61			CP65		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,7	0,39	470	54,6	0,37	417	54,6	0,46	360
2	40,9	0,39	483	40,8	0,37	417	40,7	0,47	371
3	27,0	0,40	480	26,8	0,38	425	26,8	0,47	385
4	13,8	0,39	515	17,2	0,38	431	18,6	0,47	393
5	54,8	0,49	319	54,7	0,48	277	54,6	0,62	246
6	40,9	0,49	332	40,8	0,48	284	40,8	0,62	256
7	27,0	0,49	347	26,9	0,49	296	26,9	0,63	266
8	14,3	0,49	366	17,7	0,48	308	19,1	0,63	272
9	54,8	0,70	248	54,7	0,68	238	54,6	0,79	200
10	40,9	0,69	260	40,8	0,68	248	40,8	0,79	211
11	27,0	0,70	268	26,9	0,68	258	26,9	0,80	222
12	14,9	0,70	278	17,9	0,68	266	19,7	0,80	227
13	54,8	0,96	210	54,6	1,06	204	54,6	1,02	178
14	41,0	0,97	224	40,8	1,06	210	40,8	1,03	185
15	27,0	0,96	236	26,8	1,06	220	26,8	1,03	194
16	15,4	0,97	242	17,9	1,07	233	20,1	1,03	197

Tabela II.8. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP37			CP41			CP43		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,5	0,40	236	54,7	0,47	293	54,7	0,44	200
2	40,6	0,40	247	40,8	0,48	315	40,8	0,44	210
3	26,8	0,41	252	26,9	0,48	332	26,9	0,44	223
4	22,3	0,41	256	17,9	0,48	364	20,6	0,45	226
5	54,5	0,57	181	54,8	0,66	299	54,7	0,63	141
6	40,7	0,58	192	40,9	0,63	310	40,8	0,64	151
7	26,8	0,58	199	26,9	0,65	341	26,9	0,64	161
8	23,0	0,58	203	18,5	0,66	362	21,5	0,65	167
9	54,5	0,76	152	54,7	0,84	304	54,7	0,81	130
10	40,7	0,77	164	40,9	0,84	326	40,8	0,81	135
11	26,8	0,77	168	26,9	0,85	346	26,9	0,82	143
12	23,7	0,76	181	18,9	0,85	355	22,1	0,82	148
13	54,5	1,02	131	54,7	1,09	302	54,7	1,06	125
14	40,7	1,03	132	40,8	1,11	340	40,8	1,06	132
15	26,8	1,03	131	26,9	1,10	347	26,9	1,06	143
16	24,3	1,04	130	19,5	1,11	355	22,4	1,06	141

Tabela II.9. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 28 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP58			CP62			CP66		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,9	0,39	401	54,6	0,38	462	54,6	0,47	404
2	41,1	0,39	415	40,7	0,38	500	40,7	0,49	420
3	27,2	0,38	446	26,8	0,39	500	26,8	0,48	468
4	13,2	0,40	438	18,2	0,38	506	20,9	0,48	480
5	55,0	0,49	270	54,6	0,49	286	54,6	0,64	342
6	41,1	0,50	276	40,7	0,48	290	40,8	0,65	344
7	27,2	0,49	294	26,8	0,49	329	26,8	0,65	361
8	13,2	0,49	304	18,7	0,50	321	21,4	0,65	373
9	55,0	0,69	230	54,6	0,68	241	54,6	0,81	277
10	41,1	0,69	241	40,7	0,69	262	4,7	0,81	287
11	27,2	0,70	254	26,8	0,69	276	26,8	0,82	305
12	13,3	0,69	262	18,9	0,70	284	22,1	0,83	311
13	55,0	1,09	226	54,6	1,06	228	54,6	1,06	246
14	41,1	1,09	237	40,7	1,05	235	40,7	1,06	247
15	27,2	1,10	241	26,8	1,05	249	26,8	1,07	266
16	13,2	1,12	255	18,9	1,05	254	22,5	1,07	269

Tabela II.10. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 90 dias e compactadas na energia modificada

Sequência	CP38			CP42			CP46		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,4	0,31	260	54,7	0,46	443	54,5	0,43	187
2	40,7	0,31	251	40,8	0,46	441	40,6	0,44	196
3	26,8	0,31	248	26,9	0,47	445	26,7	0,44	203
4	25,2	0,31	245	20,3	0,47	451	25,4	0,45	208
5	54,6	0,49	129	54,7	0,62	363	54,6	0,62	180
6	40,7	0,49	143	40,8	0,63	361	40,7	0,62	191
7	26,9	0,49	153	26,9	0,65	372	26,8	0,63	197
8	26,0	0,49	155	21,0	0,65	369	26,3	0,63	197
9	54,6	0,69	113	54,7	0,82	316	54,6	0,80	183
10	40,7	0,69	128	40,8	0,83	325	40,7	0,81	187
11	26,9	0,70	139	26,9	0,83	332	26,9	0,81	194
12	26,7	0,70	139	21,5	0,82	335	26,9	0,81	193
13	54,6	1,03	105	54,7	1,06	304	54,6	1,05	149
14	40,8	1,02	112	40,8	1,06	317	40,7	1,06	155
15	27,2	1,02	114	26,9	1,07	325	27,5	1,06	163
16	27,2	1,02	113	22,2	1,07	321	27,2	1,06	163

Tabela II.11. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP47			CP51			CP67		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,8	0,31	445	54,7	0,28	334	54,9	0,37	357
2	41,0	0,32	418	40,9	0,28	335	41,0	0,37	372
3	27,1	0,32	419	27,0	0,28	333	27,2	0,38	384
4	13,1	0,32	409	13,1	0,28	357	14,2	0,39	389
5	54,8	0,49	160	54,7	0,49	148	54,9	0,49	194
6	41,0	0,49	166	40,9	0,49	156	41,1	0,50	204
7	27,0	0,49	171	27,0	0,49	163	27,2	0,50	215
8	13,1	0,49	176	13,1	0,49	172	14,7	0,49	226
9	54,8	0,70	120	54,8	0,58	132	55,0	0,69	127
10	40,9	0,70	122	40,9	0,57	139	41,1	0,69	140
11	27,0	0,70	116	27,1	0,57	148	27,2	0,71	154
12	13,1	0,70	112	13,2	0,57	155	15,2	0,64	163
13	54,8	1,06	105	54,7	0,62	140	55,0	1,06	109
14	40,9	1,06	107	40,9	0,61	142	41,1	1,08	108
15	26,9	1,06	106	27,0	0,60	147	27,2	1,07	112
16	13,0	1,05	106	13,6	0,60	151	15,6	1,07	121

Tabela II.12. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 3% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP23			CP27			CP31		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,7	0,33	559	54,8	0,30	290	54,8	0,33	359
2	40,8	0,34	523	40,9	0,31	283	40,9	0,33	358
3	26,9	0,34	541	27,0	0,32	279	27,0	0,33	351
4	13,1	0,35	498	13,1	0,31	278	13,1	0,34	352
5	54,7	0,48	221	54,8	0,49	92	54,9	0,49	161
6	40,9	0,49	230	40,9	0,49	102	41,0	0,49	171
7	27,0	0,49	239	27,1	0,49	114	27,1	0,49	184
8	13,1	0,49	248	13,6	0,49	120	13,5	0,49	198
9	54,8	0,69	145	54,8	0,70	68	54,9	0,69	123
10	40,9	0,69	157	41,0	0,70	74	41,0	0,69	139
11	27,0	0,70	165	27,1	0,70	79	27,1	0,70	151
12	13,1	0,69	172	14,2	0,70	83	14,3	0,70	161
13	54,7	1,07	112	54,8	1,03	59	54,8	1,07	110
14	40,9	1,07	112	40,9	1,04	61	41,0	1,07	114
15	27,0	1,08	115	27,1	1,04	62	27,1	1,06	121
16	13,2	1,08	117	14,9	1,04	64	15,2	1,07	125

Tabela II.13. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP20			CP68		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	55,2	0,33	274	54,8	0,28	265
2	41,4	0,33	293	40,9	0,28	282
3	27,6	0,35	304	27,0	0,28	308
4	13,8	0,34	317	18,6	0,28	304
5	55,2	0,46	173	54,8	0,49	110
6	41,4	0,45	190	40,9	0,49	120
7	27,6	0,44	182	27,0	0,49	123
8	13,8	0,44	194	19,2	0,49	127
9	55,2	0,58	125	54,8	0,69	79
10	41,4	0,58	141	40,9	0,70	84
11	27,6	0,60	156	27,0	0,69	88
12	13,8	0,60	161	19,7	0,70	91
13	55,2	0,72	83	54,8	1,02	70
14	41,4	0,77	98	40,9	1,03	73
15	27,6	0,77	106	27,0	1,03	76
16	13,8	0,77	106	20,0	1,03	77

Tabela II.14. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 4% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP24			CP28			CP32		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,6	0,45	251	54,6	0,43	160	54,6	0,43	167
2	40,8	0,45	264	40,7	0,43	165	40,7	0,43	175
3	26,9	0,45	278	26,9	0,43	169	26,9	0,44	182
4	14,8	0,46	287	17,4	0,43	171	17,8	0,44	188
5	54,6	0,63	201	54,6	0,62	131	54,6	0,62	135
6	40,8	0,64	211	40,7	0,62	134	40,8	0,63	141
7	26,9	0,64	219	26,9	0,63	139	26,9	0,64	148
8	15,5	0,64	226	18,3	0,63	143	19,3	0,64	151
9	54,7	0,80	164	54,6	0,81	112	54,6	0,82	109
10	40,8	0,80	171	40,7	0,81	121	40,8	0,82	120
11	26,9	0,81	178	26,9	0,82	128	26,9	0,83	129
12	16,2	0,81	183	18,8	0,82	133	20,4	0,83	133
13	54,6	1,05	121	54,5	1,08	101	54,6	1,10	98
14	40,8	1,05	122	40,7	1,08	102	40,7	1,10	105
15	26,9	1,05	125	26,8	1,08	103	26,9	1,11	113
16	16,8	1,05	127	19,3	1,09	105	21,4	1,12	116

Tabela II.15. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP21			CP69		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	55,2	0,35	382	54,7	0,37	444
2	41,4	0,34	403	40,8	0,36	486
3	27,6	0,34	400	26,9	0,37	496
4	13,8	0,35	456	23,0	0,37	500
5	55,2	0,48	221	54,7	0,49	210
6	41,4	0,46	229	40,8	0,49	217
7	27,6	0,49	262	26,9	0,50	229
8	13,8	0,45	245	23,6	0,49	233
9	55,2	0,69	174	54,7	0,70	130
10	41,4	0,60	157	40,8	0,69	140
11	27,6	0,63	174	26,9	0,70	149
12	13,8	0,61	169	24,0	0,70	153
13	55,2	0,83	124	54,7	1,06	105
14	41,4	0,82	129	40,8	1,06	110
15	27,6	0,84	135	26,9	1,07	117
16	13,8	0,83	132	24,3	1,06	120

Tabela II.16. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 5% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP25			CP29		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,4	0,32	267	54,3	0,42	218
2	40,6	0,32	285	40,5	0,42	229
3	26,7	0,33	275	26,6	0,43	234
4	19,3	0,33	281	25,6	0,42	238
5	54,4	0,49	131	54,4	0,62	174
6	40,6	0,49	143	40,5	0,61	179
7	26,7	0,49	153	26,8	0,62	187
8	20,6	0,48	157	26,8	0,61	187
9	54,5	0,69	114	54,4	0,81	151
10	40,7	0,69	130	40,5	0,80	162
11	26,8	0,69	141	27,8	0,80	169
12	21,7	0,70	145	27,6	0,80	171
13	54,5	1,07	108	54,4	1,06	131
14	40,6	1,07	113	40,5	1,05	132
15	26,8	1,07	119	28,6	1,05	135
16	22,6	1,07	120	28,3	1,06	135

Tabela II.17. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 28 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP22			CP70		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	55,2	0,33	334	54,6	0,46	294
2	41,4	0,33	329	40,8	0,45	313
3	27,6	0,34	400	26,8	0,46	327
4	13,8	0,35	406	26,0	0,47	341
5	55,2	0,46	198	54,7	0,64	211
6	41,4	0,47	214	40,8	0,65	219
7	27,6	0,46	216	26,9	0,64	226
8	13,8	0,48	239	26,7	0,64	226
9	55,2	0,57	147	54,7	0,83	158
10	41,4	0,58	168	40,8	0,83	165
11	27,6	0,60	176	27,3	0,83	172
12	13,8	0,60	193	27,4	0,83	176
13	55,2	0,75	137	54,7	1,07	137
14	41,4	0,78	155	40,8	1,08	145
15	27,6	0,78	159	27,9	1,07	150
16	13,8	0,79	165	27,8	1,07	152

Tabela II.18. Valores resultantes dos ensaios de carga repetida na compressão triaxial de misturas de solo com 7% de cal com 90 dias e compactadas na energia normal

Sequência	CP26			CP30			CP34		
	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)	σ_3 (kPa)	σ_d/p_a	Mr (MPa)
1	54,4	0,44	225	54,3	0,44	187	54,4	0,31	444
2	40,6	0,44	235	40,5	0,44	194	40,6	0,33	468
3	26,7	0,45	245	32,1	0,44	198	28,3	0,35	475
4	23,5	0,45	248	32,1	0,43	200	28,5	0,35	466
5	54,4	0,61	192	54,3	0,63	162	54,6	0,49	265
6	40,6	0,62	202	40,5	0,63	173	40,7	0,49	285
7	26,7	0,63	213	34,1	0,63	179	29,3	0,49	297
8	24,8	0,62	212	34,0	0,63	176	29,5	0,49	302
9	54,5	0,79	176	54,4	0,82	131	54,6	0,69	181
10	40,6	0,80	192	40,6	0,82	140	40,7	0,69	191
11	26,7	0,80	202	35,3	0,83	145	30,1	0,69	200
12	25,7	0,80	204	34,9	0,82	148	30,2	0,69	202
13	54,5	1,04	164	54,4	1,07	118	54,6	1,04	170
14	40,6	1,04	173	40,5	1,08	123	40,7	1,05	178
15	26,7	1,05	181	36,0	1,08	126	30,8	1,05	182
16	26,4	1,05	183	35,8	1,08	126	30,8	1,05	183

**ANEXO III – PLANILHAS DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE FADIGA NA
COMPRESSÃO DIAMETRAL**

Tabela III.1. Planilha de resultados do ensaio de carga repetida na compressão diametral do solo modificado com 3% de cal e com 150 dias de cura


 LAPAV LABORATÓRIO DE PAVIMENTAÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA - UFRGS									Avenida Bento Gonçalves, 9500, Prédio 43-816, Bairro Agronomia, CEP 91501-970 e-mail: lapav1@cpgec.ufrgs.br fone: 0xx 51 3308 7049 / 3308 9952								
Material:		Solo-3%Cal - 150 dias															
Data:		Fevereiro/13															
RT (MPa)=		0,362															
N° CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Carga (kgf)	Pressão (kg/cm²)	d_{inicial}	Mr (MPa)									
3	6,24	10,12	15%	0,054	54	0,30	0,00022670	1812									
4	6,24	10,12	15%	0,054	54	0,30	0,00017053	2452									
6	6,24	10,12	20%	0,072	72	0,40	0,00017747	3130									
6	6,24	10,12	30%	0,109	108	0,60	0,00027800	2563									
6	6,24	10,12	40%	0,145	144	0,80	0,00041720	1999									

Tabela III.2. Planilha de resultados do ensaio de carga repetida na compressão diametral do solo modificado com 5% de cal e com 150 dias de cura


 LAPAV LABORATÓRIO DE PAVIMENTAÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA - UFRGS									Avenida Bento Gonçalves, 9500, Prédio 43-816, Bairro Agronomia, CEP 91501-970 e-mail: lapav1@cpgec.ufrgs.br fone: 0xx 51 3308 7049 / 3308 9952								
Material:		Solo-5%Cal - 150 dias															
Data:		Abril/13															
RT (MPa)=		0,362															
N° CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Carga (Kgf)	Pressão (kg/cm²)	d_{inicial}	Mr (MPa)									
32	6,24	10,12	15%	0,054	54	0,30	0,00004435	11400									
32	6,24	10,12	20%	0,072	72	0,40	0,00009519	6790									
32	6,24	10,12	25%	0,091	90	0,50	0,00015587	5238									
32	6,24	10,12	30%	0,109	108	0,60	0,00020800	4721									
32	6,24	10,12	40%	0,145	144	0,80	0,00031903	4063									
32	6,24	10,12	50%	0,181	180	1,00	0,00042563	3816									
32	6,24	10,12	60%	0,217	215	1,25	0,00052980	3704									
32	6,24	10,12	70%	0,253	251	1,45	0,00068007	3570									
32	6,24	10,12	80%	0,290	287	1,65	0,00089007	2966									
32	6,24	10,12	85%	0,308	305	1,75	0,00106633	2629									

Tabela III.3. Planilha de resultados do ensaio de fadiga na compressão diametral do solo modificado com 3% de cal e com 150 dias de cura


 LAPAV LABORATÓRIO DE PAVIMENTAÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA - UFRGS		Avenida Bento Gonçalves, 9500, Prédio 43-816, Bairro Agronomia, CEP 91501-970 e-mail: lapav1@cpgec.ufrgs.br fone: 0xx 51 3308 7049 / 3308 9952							
Material: Solo-3%Cal - 150 dias									
Data: Fevereiro/13									
RT (MPa)= 0,362									
N° CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Carga (Kgf)	Pressão (kg/cm ²)	d _{inicial}	□ (cm/cm)	N° Ciclos
1	6,24	10,12	77%	0,279	276	1,60	0,00164546	163	98
2	6,24	10,12	72%	0,261	259	1,50	0,00136308	135	12063
7	6,24	10,12	68%	0,246	244	1,40	0,00117248	116	798529

Tabela III.4. Planilha de resultados do ensaio de fadiga na compressão diametral do solo modificado com 5% de cal e com 28 dias de cura



 LAPAV LABORATÓRIO DE PAVIMENTAÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA - UFRGS		Avenida Bento Gonçalves, 9500, Prédio 43-816, Bairro Agronomia, CEP 91501-970 e-mail: lapav1@cpgec.ufrgs.br fone: 0xx 51 3308 7049 / 3308 9952							
Material: Solo-5%Cal - 28 dias									
Data: Novembro/12									
RT (MPa)= 0,233									
N° CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Carga (Kgf)	Pressão (kg/cm ²)	d _{inicial}	□ (cm/cm)	N° Ciclos
25	6,24	10,12	87%	0,203	201	1,15	0,00041492	41	46
24	6,24	10,12	82%	0,191	190	1,10	0,00031933	32	10876
21	6,24	10,12	77%	0,179	178	1,00	0,00022943	23	1000000

Tabela III.5. Planilha de resultados do ensaio de fadiga na compressão diametral do solo modificado com 5% de cal e com 150 dias de cura

									
Avenida Bento Gonçalves, 9500, Prédio 43-816, Bairro Agronomia, CEP 91501-970 e-mail: lapav1@cpgec.ufrgs.br fone: 0xx 51 3308 7049 / 3308 9952									
Material:		Solo-5%Cal - 150 dias							
Data:		Abril/13							
RT (MPa)=		0,362							
N° CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Carga (Kgf)	Pressão (kg/cm²)	d_{inicial}	□ (cm/cm)	N° Ciclos
31	6,24	10,12	91%	0,329	327	1,90	0,00161158	159	25
32	6,24	10,12	89%	0,322	320	1,85	0,00147832	146	34
33	6,24	10,12	86%	0,313	311	1,80	0,00134309	133	50
34	6,24	10,12	84%	0,304	302	1,75	0,00122022	121	125
35	6,24	10,12	81%	0,295	293	1,70	0,00110859	110	150
37	6,24	10,12	79%	0,286	284	1,65	0,00100718	100	132495
36	6,24	10,12	77%	0,279	276	1,60	0,00093277	92	110226